

Vol. 12, nº 1, 2007

Revista internacional de

Ingeniería de estructuras

Editores

**Alex H. Barbat
Roberto Aguiar**

Revista semestral
Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador

Revista internacional de Ingeniería de estructuras

EDITORES

Alex H. Barbat

E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Campus Norte UPC, 08034 Barcelona, España
e-mail alex.barbat@upc.es

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador
e-mail raguiar@espe.edu.ec

COMITÉ ASESOR INTERNACIONAL

G. Ayala

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

J. R. Casas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

R. E. Klingner

Profesorado Phil M. Ferguson en la
Ingeniería Civil
Universidad de Texas, Austin
Texas 78712, U.S.A.

S. Oller

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

R. Blázquez

E.T.S. I.C.C.P. Ciudad Real
Universidad de Castilla La Mancha
C/ Camilo José Cela s/n
13071 Ciudad Real

F. J. Crisafulli

Facultad de Ingeniería, Universidad
Nacional de Cuyo
Casilla de Correos 405
Mendoza, 5500, Argentina

M. Lafuente

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

M. Ordaz

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

M. Blondet

Facultad de Ingeniería Civil
Pontificia Universidad Católica
Lima, Perú

R. Danesi

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

W. Lobo

Facultad de Ingeniería
Universidad de Los Andes
Mérida, Venezuela

M. N. Pavlovic

Department of Civil Engineering
Imperial College
London, SW7 2BU, U.K.

J. Bommer

Civil & Environmental Engineering
Imperial College
London SW7 2BU
Reino Unido

P. Dechent

Facultad de Ingeniería
Universidad de Concepción
Concepción - Chile

O. López

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

J. Rodellar

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

R. Boroschek

Dpto. de Ingeniería Civil
Universidad de Chile
Blanco Encalada 2120
Santiago, Chile

L. Díaz

Facultad de Ingeniería
Universidad La Serena
Serena, Chile

B. Luccioni

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

S. E. Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

L. M. Bozzo

Dpto. de Ingeniería Mecánica y de la
Construcción Industrial
Universidad de Girona
Avda. Luis Santaló s/n
17071 Girona, España

L. Godoy

Dpto. de Estructuras, FCEFy N,
Universidad Nacional de Córdoba
Casilla de Correo 916, Córdoba 5000,
Argentina

R. Meli

Centro Nacional de Prevención de
Desastres
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

L. Suárez

Universidad de Puerto Rico
Recinto Universitario de Mayagüez
Puerto Rico

J. A. Canas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales, y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

J. Grases

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

E. Miranda

Dpto. of Civil and Environment
Engineering
Stanford University
Stanford, California, 94305-4020

C. E. Ventura

Department of Civil Engineering
The University of British Columbia
CEME Building, 2018 - 2324 Main
Mall
Vancouver, B.C. Canada V6T 1Z4

O. D. Cardona

Facultad de Ingeniería
Universidad de los Andes
Aptdo. 4976
Bogotá, Colombia

G. M. Giuliano

Facultad de Ingeniería
Dpto. Ingeniería Civil
Universidad de Concepción
Concepción, Chile

IMPRESIÓN

Cristina Carrillo Trujillo

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador

ISSN 1390-0315

©2007 ESPE, Quito, Ecuador

Revista Internacional de

Ingeniería de Estructuras

Sumario

Volumen 12, número 1, 2007

| | |
|---|----|
| Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas: desarrollo de escenarios | 1 |
| L. G. Pujades, A. H. Barbat y N. Lantada | |
| Evaluación del criterio que incrementa en 70% la carga axial por sismo en columnas de marcos dúctiles de concreto reforzado diseñados conforme al reglamento del distrito federal mexicano | 29 |
| Arturo Tena Colunga y Héctor Correa Arizmendi | |
| Comparación de tres métodos de análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía visco elásticos de goma | 65 |
| Roberto Aguiar Falcón y Yordy Mieleles | |
| Edificios con forjados reticulares: una tipología estructural habitual en España | 87 |
| Alex H. Barbat, Juan Carlos Vielma y Sergio Oller | |

Revista semestral de la Escuela Politécnica del Ejército Quito, Ecuador.

Revista inscrita en la Hemeroteca Latinoamericana

ISSN 1390-0315

© 2007 ESPE, Quito – Ecuador

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN ZONAS URBANAS: DESARROLLO DE ESCENARIOS

L. G. Pujades

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña. C/ Jordi Girona 1-3. Edificio D2. 08034 Barcelona. España.

e_mail: lluis.pujades@upc.edu

A. H. Barbat

Departamento de Resistencia de materiales y estructuras en la Ingeniería.. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña. C/Jordi Girona 1-3. Edificio D2. 08034 Barcelona. España.

N. Lantada

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña. C/ Jordi Girona 1-3. Edificio D2. 08034 Barcelona. España.

RESUMEN

En este artículo se presentan dos métodos de última generación orientados a la evaluación del daño sísmico esperado tanto en edificios individuales como en grandes ciudades. El primer método, al que nos referimos como *método del índice de vulnerabilidad*, define la acción sísmica en términos de intensidad macrosísmica y caracteriza la vulnerabilidad de los edificios en términos de un índice; las funciones que permiten estimar el daño para una intensidad y un índice de vulnerabilidad dados son funciones semiempíricas basadas en datos de daño observados en terremotos pasados. El segundo método es teórico y se fundamenta en el modelado y análisis mecánico del edificio que se caracteriza mediante su espectro de capacidad, a partir del que se obtienen las curvas de fragilidad; la acción sísmica se define mediante el espectro de demanda que se obtiene a partir de la reducción, por comportamiento inelástico del edificio, del espectro de respuesta 5% amortiguada del acelerograma que define el terremoto; el cruce entre los espectros de capacidad y de demanda define el punto de máxima respuesta del edificio cuando sufre el terremoto; este punto constituye el *input* en las curvas de fragilidad para estimar las probabilidades de ocurrencia de los diferentes estados de daño; nos referimos a este segundo método como *método del espectro de capacidad*. El *método del índice de vulnerabilidad* es muy eficiente en la caracterización de la vulnerabilidad permitiendo incorporar, de forma sencilla, información complementaria de edificios del mismo tipo, pero la definición de la acción sísmica en términos de intensidad es pobre. La caracterización de la acción sísmica es más fina en el *método del espectro de capacidad* pero la definición de la fragilidad del edificio es computacionalmente costosa ya que requiere sofisticados análisis estructurales. Así pues, en una primera parte se establece el marco teórico de los estudios de riesgo sísmico detallando la definición del terremoto, del edificio y de las funciones de daño para ambos métodos. En una segunda parte se efectúa la aplicación a la ciudad de Barcelona en España, donde se ha podido construir una extensa y depurada base de datos que contiene las características de situación, geométricas, estructurales y constructivas de los edificios de viviendas. Con ambos métodos se analizan dos escenarios sísmicos definidos en términos de intensidad macrosísmica y en términos de espectros de respuesta. El primer escenario corresponde a un terremoto histórico ocurrido a 25 km al norte de la ciudad. El segundo corresponde al terremoto con una probabilidad de ocurrencia del 10% en 50 años, es decir, aquel con un período de retorno de 475 años. Nos referimos al primer escenario como

escenario determinista y al segundo como *escenario probabilista*. A pesar de las diferencias metodológicas, los escenarios de daño obtenidos son consistentes y ponen de manifiesto la validez y robustez de ambos métodos. Las ciudades que, como Barcelona, están situadas en regiones de peligro sísmico entre bajo y moderado no suelen tener conciencia del peligro sísmico por lo que la ausencia total de precauciones de protección sísmica conduce a una elevada vulnerabilidad de sus edificios y, consecuentemente, a un elevado riesgo.

ABSTRACT

Two last generation seismic risk evaluation methods are discussed in the paper, useful both for individual buildings and cities. The first method, known as *vulnerability index method*, defines the seismic action in terms of the macroseismic intensity and characterizes the vulnerability of the buildings in terms of an index. The functions which allow evaluating damage for a given intensity and a vulnerability index are semi-empiric, based on observed damages during past earthquakes. The second method, namely the *capacity spectrum method*, is a theoretical one and it is based on structural models and on mechanical analyses of buildings, which are characterised by their capacity spectra, from where fragility curves are developed. The seismic action is defined by means of a demand spectrum obtained by reducing, in function of the inelastic behaviour of the building, of the elastic response spectrum corresponding to a damping ratio of 5%. Crossing the capacity spectrum with the demand spectrum, the building's maximum seismic response point is obtained (performance point). This point is the input in the fragility curves in order to estimate the occurrence probabilities of the different damage states. The *vulnerability index method* is very efficient when characterising vulnerability, as it allows incorporating quite easily additional information on similar buildings; nevertheless, it uses a definition of the seismic action in terms of intensity which is quite poor. On the contrary, this seismic action definition is quite accurate in the capacity spectrum index, although the definition of the fragility of the buildings is computationally expensive, as it requires sophisticated structural analyses. In the first part of the article, the theoretical frame of the seismic risk evaluation is established, giving a detailed definition on the earthquake, building and damage functions for both methods. In the second part, the evaluation methods are applied to the city of Barcelona (Spain), where an extensive and depurated data base was built, which contains characteristics about the location, geometry, structure and construction of dwelling. Two seismic scenarios, defined in terms of macroseismic intensity and response spectra, are analysed using the two methods. The former scenario corresponds to a historic earthquake that took place 25 km north of the city. The latter is an earthquake with an occurrence probability of 10% in 50 years, that is, an earthquake with a return period of 475 years. The former scenario will be referred as the deterministic scenario, while the latter will be called probabilistic scenario. In spite of the differences in methodologies, the damage scenarios obtained are consistent and show the validity and robustness of both methods. Cities such as Barcelona, which is located in a low to moderate seismic risk region, are not usually aware of the seismic risk. That is why the lack of adequate seismic protection measures leads to higher vulnerability of buildings and, thus, to higher risk.

1. INTRODUCCIÓN

Los estudios de riesgo sísmico se han convertido en una herramienta excelente para predecir y gestionar los efectos catastróficos de los terremotos en ambientes urbanos. Sin duda alguna, el siglo XX, con sus grandes luces y sombras, ha contemplado el crecimiento de la población mundial y la transformación de la sociedad agrícola y rural en industrial, tecnológica y urbana. Las grandes aglomeraciones humanas y el estilo de vida moderno aumentan el riesgo de la humanidad. En el mundo, durante este siglo XX han ocurrido más de 1100 terremotos fuertes que han causado más de millón y medio de víctimas. Ejemplos de terremotos que produjeron grandes pérdidas, sólo en el último cuarto de siglo, son los de Rumania (1977), Chile (1985), México (1985), Armenia (1988), Estados Unidos (1987, 1989, 1994), Colombia

(1983, 1994, 1999), Japón (1995), Turquía y Grecia (1999), India (2001), Irán (2004) y el terremoto de Indonesia (2004), con más de 150.000 víctimas producidas por el tsunami generado.

La sociedad actual vive en la cultura del riesgo y conoce relativamente bien cómo predecir, cuantificar y gestionar los riesgos de períodos de recurrencia cortos, e incluso, las sociedades desarrolladas que conviven con los terremotos, como por ejemplo Japón y el oeste de América del Norte, han aprendido a minimizar los efectos dañinos de los terremotos sobre los edificios y la población. Cada vez más, la ocurrencia de terremotos pone de manifiesto la diferencia clara del patrón de daños entre países desarrollados y los países en vías de desarrollo. En la primera mitad del siglo XX aproximadamente el 75 % de las víctimas por causa sísmica se producían en países en vías de desarrollo mientras que en la segunda mitad menos del 10 % se producen en países desarrollados. Así pues las naciones en vías de desarrollo y otras, cuya sismicidad es moderada o con largos períodos de recurrencia, siguen siendo víctimas de las catástrofes naturales. En el primer caso, como por ejemplo El Salvador, su ritmo de crecimiento es inferior a las intensas, repetidas y enormes pérdidas económicas y humanas producidas por el impacto de fenómenos como huracanes, ciclones y terremotos, lo que, unido a sus escasos recursos, les impide salir de la rueda fatídica del subdesarrollo. En el segundo caso, la baja o moderada sismicidad o los largos períodos de retorno de grandes terremotos producen una nula preocupación por el riesgo sísmico, una ausencia total de memoria histórica y un descuido de cualquier precaución sísmica. En ambos casos, ello induce un importante aumento de la vulnerabilidad del entorno edificado y del riesgo sísmico. Ciertamente la principal causa de pérdidas humanas y económicas que producen los terremotos es el comportamiento sísmico inadecuado de las estructuras. Concretamente, en el siglo XX el colapso de edificios produjo el 75% de las pérdidas humanas por terremotos. El progreso en el diseño de estructuras se aplica a las estructuras nuevas y en menor medida a la rehabilitación de estructuras existentes; pero existen muchas más estructuras antiguas que edificios de nueva en construcción. La única forma de reducir el riesgo es reducir la vulnerabilidad de los edificios. Sin duda el análisis del riesgo debe abordarse desde una perspectiva multidisciplinar. Los aspectos geológicos, sismológicos e ingenieriles permiten estimar el peligro y el daño físico directo esperado. Pero éste no es completo si no se incluyen, además otros aspectos como el número de víctimas y otros factores sociales, organizacionales e institucionales, relacionados con el desarrollo y la capacidad de respuesta de las comunidades. Pero el primer paso es evaluar el daño físico directo. Este trabajo se refiere a la estimación del daño sísmico directo en edificios. En él se describen y aplican dos modelos avanzados de evaluación de escenarios de daño entendidos como la predicción de la escena creada por la ocurrencia de un determinado terremoto en una población. El primer método describe la acción mediante la intensidad macrosísmica y caracteriza el edificio mediante un índice de vulnerabilidad; las funciones y matrices que permiten estimar el daño esperado ante una acción sísmica se basan en la escala de intensidad EMS'98 (Grünthal, 1998). El segundo método describe la acción sísmica en términos de espectros de respuesta y el edificio en términos de espectros de capacidad. La evaluación del daño esperado se efectúa mediante curvas de fragilidad.

2. EL RIESGO SÍSMICO. MARCO TEÓRICO

McGuire (2004) define el riesgo sísmico como la probabilidad de que una comunidad experimente una pérdida o de que su entorno edificado sea dañado por causa de terremotos. Normalmente estas probabilidades representan el grado de pérdida o daño que es igualado o excedido en un período de tiempo. Esta pérdida o daño debe ser cuantificable y cuantificada y puede ser un coste económico absoluto, el número de víctimas en una ciudad o región o el coste de reparación de una instalación o servicio. El riesgo sísmico es calculado mediante un conjunto de terremotos, el coste o daño asociado y la correspondiente probabilidad de ocurrencia o de excedencia. Por consiguiente un estudio de riesgo sísmico requiere la consideración de los siguientes aspectos: 1) el terremoto; 2) el edificio o bien expuesto, 3) las funciones de daño o funciones de pérdida; 4) análisis de riesgo; 5) toma de decisiones. Este estudio se refiere a los tres primeros: el terremoto, el edificio y el daño esperado. Los dos

restantes requieren estudios multidisciplinarios en los que participen los responsables de la protección civil y de la planificación y gestión de emergencias.

2.1. El terremoto: peligrosidad sísmica.

El terremoto define la acción sísmica mediante una variable o un conjunto de variables C , las cuales pueden ser definidas desde una óptica probabilista o determinista. En el caso *probabilista* se define la frecuencia anual de excedencia de un determinado nivel del movimiento del suelo. También suele darse en términos de probabilidad de excedencia durante un período de tiempo o mediante su período de retorno. Por ejemplo las prescripciones de las normas sísmicas suelen usar típicamente la acción esperada con una probabilidad de excedencia del 10 % en 50 años; que corresponde a un período de recurrencia de 475 años. Los 50 años corresponden a la vida media de los edificios y el 10% suele ser un nivel de riesgo aceptable. Ambos parámetros pueden variar en función de las características del análisis de riesgo. En el caso *determinista* se establece un terremoto característico en base al cual se efectúa el análisis. Habitualmente, se utiliza el terremoto más fuerte ocurrido en la región, también llamado máximo terremoto histórico. Los *escenarios sísmicos* definen los niveles de movimiento esperado del suelo en la zona de estudio, es decir, definen la distribución espacial del parámetro o parámetros que definen la acción sísmica. Es obligatorio que los escenarios sísmicos incluyan los efectos locales, por ejemplo de suelo, debidos a las características topográficas o geológicas de la ciudad. Las incertidumbres en la definición de la acción son altas. Particularmente en zonas de peligro sísmico moderado debido a los enormes períodos de recurrencia de los terremotos y, en consecuencia, a la pobreza y crudeza de los datos disponibles.

Otro aspecto fundamental y controvertido es la caracterización del movimiento del suelo. Definir la acción mediante un solo parámetro, llámese intensidad macrosísmica o máxima aceleración del suelo, es útil y cómodo pero insuficiente. La ocurrencia de los terremotos y el daño observado han puesto de manifiesto la complejidad de la aceleración sísmica y de la respuesta de los edificios. La tendencia actual es definir la acción mediante espectros de respuesta compatibles con acelerogramas reales. Con todo, especialmente en aquellas regiones donde sólo existen datos macrosísmicos, el amplio período histórico cubierto por la intensidad macrosísmica, puede aconsejar basarse en este parámetro para estudios de riesgo que permitan aproximaciones razonables a la predicción del daño esperado. En zonas con registros de aceleración o con conocimientos de fuente y camino es preferible usar espectros de respuesta observados o sintéticos. McGuire (2004) resume los principales métodos para la estimación probabilista del peligro sísmico. Ejemplos de métodos de análisis de daño y riesgo que utilizan la intensidad son: el método italiano (Angeletti et al., 1988; Benedetti y Petrini, 1984; Bendetti et al., 1988; Barbat et al. 1996, 1998; Barbat 1998) y las instrucciones ATC-13 (1985) y ATC-25 (1996). Hazus'99 (2002) define la acción en términos espectrales y en el proyecto Risk-UE, que ha proporcionado herramientas para el análisis de riesgo sísmico en ciudades europeas, se proponen métodos basados en la intensidad macrosísmica y en valores espectrales (Milutinovic y Trendafiloski, 2003; Giovinazzi y Lagomarsino, 2002; Giovinazzi, 2005; Lagomarsino y Penna, 2003).

En este trabajo se definen 4 escenarios sísmicos para la ciudad de Barcelona. Dos de ellos se determinan mediante métodos deterministas y dos mediante técnicas probabilistas. Nos referiremos a estos 4 escenarios como determinista y probabilista de nivel 1 y determinista y probabilista de nivel 2. Los de nivel 1 definen la acción mediante intensidades macrosísmicas EMS'98 (Grünthal 1998) los de nivel 2 la definen en términos espectrales compatibles con el eurocódigo (EC-8, 2004).

2.2. El edificio: matrices tipológicas, vulnerabilidad y capacidad.

El concepto de vulnerabilidad se relaciona con la capacidad resistente. Dos edificios tienen la misma vulnerabilidad cuando sometidos a la misma acción sísmica sufren el mismo daño. Un edificio es más vulnerable cuando el daño esperado es mayor. Por lo tanto los conceptos de vulnerabilidad y daño sísmico no son independientes y, frecuentemente esta relación puede inducir a una cierta confusión conceptual. De hecho las iniciativas americanas

como ATC's y Hazus obvian el concepto de vulnerabilidad y, para cada tipo de edificio, definen directamente funciones de daño del tipo:

$$D=f(c|e) \quad (1)$$

donde D indica el grado de daño esperado por un edificio tipo e cuando se halla sometido a una acción sísmica cuantificada mediante el parámetro c .

Este tipo de funciones, que por ejemplo el ATC-13 y ATC-25 definen para un gran número de edificios e instalaciones, se utiliza para predecir el daño esperado para un escenario sísmico concreto. Algunas iniciativas europeas, como por ejemplo el método italiano, introducen la vulnerabilidad mediante una variable explícita. Cada edificio, estructura, infraestructura o servicio puede calificarse mediante una clase de vulnerabilidad (Grünthal, 1998) o puede cuantificarse mediante un índice que, en general, vale cero para el caso nada vulnerable, es decir no se espera daño, y vale 1 para el caso más vulnerable, es decir para intensidades sísmicas relativamente bajas se espera un daño importante o incluso el colapso. En estos casos, en la determinación de funciones de daño, es decir en las funciones del tipo de la ecuación (1), la variable e , que define el edificio, se sustituye por un índice de vulnerabilidad I_v . Sandi (1983), Wilches-Chaux (1989), Cardona y Barbat (2000) y Barbat *et al.* (2006) discuten aspectos conceptuales relacionados con la tipificación de los edificios y su vulnerabilidad. Definimos a continuación las variables y conceptos utilizados en este trabajo, en el que sólo nos referimos a edificios convencionales residenciales.

BTM (Building Typology Matrix) o matriz tipológica

Dada una ciudad o entorno edificado, una BTM o matriz tipológica es una clasificación de los edificios según clases o tipos. Probablemente el ejemplo más sencillo de matriz tipológica es la de la escala MSK, donde los edificios se agrupan de acuerdo a sólo tres clases: A, B y C. En el método de nivel II los edificios se clasifican mediante una BTM. Para cada tipo de edificio se define su capacidad y fragilidad. Los conceptos de capacidad y fragilidad se definen más abajo.

Clases e Índices de Vulnerabilidad

Constituyen una forma alternativa de clasificar los edificios. Por ejemplo la escala macrosísmica europea EMS'98 establece 6 clases de vulnerabilidad: A, B, C, D, E y F. A diferencia de la clasificación de acuerdo a una BTM de tipos constructivos, el concepto, clases e índices de vulnerabilidad hacen referencia, generalmente implícita, al daño esperado y, por consiguiente, diferentes tipos constructivos pueden estar bien representados por una misma clase o índice de vulnerabilidad. En el método de nivel I, los edificios se caracterizan mediante un índice de vulnerabilidad. La estimación del daño se efectúa a partir de la definición de funciones de daño del tipo definido en la ecuación (1).

Curvas y Espectros de Capacidad

Las curvas y espectros de capacidad permiten caracterizar el comportamiento resistente de los edificios de forma analítica. Aunque un edificio de planta rectangular, cuando es sometido a un movimiento no estacionario tridimensional, tiene diferentes características según las dos direcciones ortogonales en general, para estimar el daño esperado, el edificio puede ser bien representado mediante un modelo sencillo de un grado de libertad. Los métodos analíticos de estimación de daño tienen en cuenta el comportamiento no lineal de una estructura durante movimientos sísmicos fuertes. Una curva fuerza-deformación cuantifica, de forma simplificada, la no linealidad y es característica de la estructura que representa. La curva de capacidad muestra la fuerza lateral que se requiere para causar un determinado desplazamiento. Una forma conveniente y equivalente de representar la curva de capacidad es en el formato (S_d, S_a) , siendo respectivamente S_d y S_a , las aceleraciones y desplazamientos de respuesta o espectrales.

Este tipo de diagramas muestran la aceleración espectral asociada a un rango de desplazamientos espectrales y se llaman *espectros de capacidad*. Es frecuente mostrar el

espectro de capacidad de forma bilineal simplificada. En esta forma el espectro de capacidad se aproxima mediante dos tramos de recta definidos por los puntos de cedencia (Sd_y , Sa_y) y de capacidad última (Sd_u , Sa_u). La **Figura 1** muestra un ejemplo de espectro de capacidad. Su forma bilineal se muestra en trazo discontinuo y sobre ella se indican los puntos de cedencia y de capacidad última. El primer tramo recto que pasa por el origen define el período propio del edificio y representa su comportamiento lineal para desplazamientos y aceleraciones espectrales pequeños. El tramo entre los puntos de cedencia y de capacidad última modela el comportamiento no lineal. Cuanto mayores sean las aceleraciones de cedencia y de capacidad última, mayor es la resistencia de la estructura. Como veremos más adelante, los espectros de capacidad permiten estimar el desplazamiento espectral esperado cuando el edificio sufre un terremoto caracterizado por su espectro de respuesta, pero además, también permite estimar curvas de fragilidad y, por consiguiente, el daño esperado.

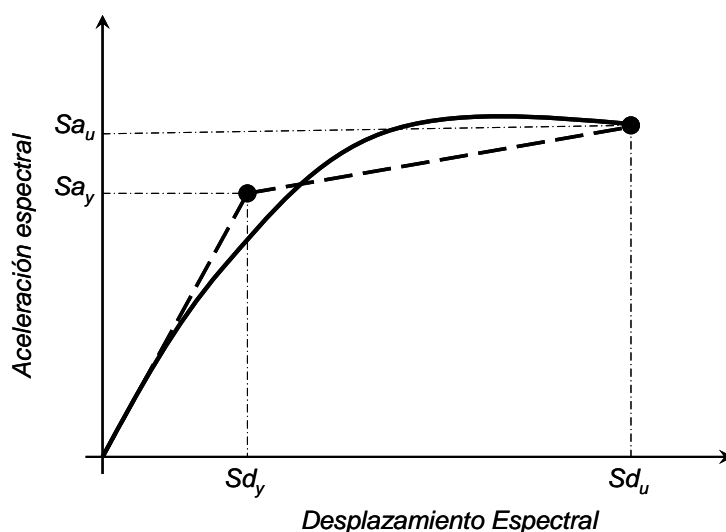


Figura 1.- Espectro (trazo continuo) y espectro bilineal (trazo discontinuo) de capacidad. Se muestran también los puntos de cedencia (Sd_y , Sa_y) y de capacidad última (Sd_u , Sa_u).

2.3. El daño

Desde mucho antes del desarrollo de la sismología y de la ingeniería sísmica el daño causado por los terremotos ha sido el observable más usado para describir y cuantificar los terremotos. Jacobo Castaldi y Robert Mallet se consideran precursores de las escalas de intensidad y, en sentido amplio, podemos decir que son también precursores de los escenarios de riesgo sísmico. El primero recogió, en un mapa, los efectos del terremoto de Niza ocurrido el 20 de julio de 1561, el segundo se desplazó con un equipo de expertos para estudiar los efectos del terremoto de Nápoles ocurrido en diciembre de 1857. En esta época ya era conocido que la distribución de los efectos macrosísmicos de un terremoto pueden ser representados mediante líneas que delimitan zonas de igual intensidad o zonas en las que los efectos causados por los terremotos son similares. Con todo, la descripción y cuantificación del daño no ha dejado aún de tener grandes dosis de subjetividad que dificultan su tratamiento científico y preciso. Existen pues diversas formas de describir y cuantificar el daño. Aquí haremos referencia a la forma adoptada en este estudio. En general las escalas de intensidad y los métodos empíricos de análisis de riesgo basados en el concepto de vulnerabilidad y en observaciones macrosísmicas definen el daño mediante los llamados estados de daño. Los métodos analíticos basados en espectros de capacidad y curvas de fragilidad heredan la consideración del daño mediante grados o niveles de daño. Con todo, en ambos casos, el daño suele también cuantificarse mediante diferentes parámetros o índices de daño cuyo significado

es también diverso. Las funciones de daño (ecuación (1)) deben permitir predecir, para cada edificio y para cada escenario sísmico, el daño esperado. Describimos a continuación los conceptos y formalismos empleados en nuestro caso de aplicación. Distinguiremos el método de nivel I y el método de nivel II. El primero es representativo de los métodos que usan índices de vulnerabilidad y funciones de daño empíricas basadas en escalas macrosísmicas. El segundo es representativo de los que usan espectros de capacidad y curvas de fragilidad.

2.3.1. Estados y distribuciones de daño

La escala de intensidad MSK-64 (Sponheuer y Karnik, 1964) establece cinco clases de daño no nulo. La escala EMS'98, que debe considerarse como una actualización de la MSK-64, confirma estos cinco grados o estados de daño. Así pues, incluyendo el grado de daño nulo o sin daño, cualitativamente y cuantitativamente se postulan los 6 grados de daño siguientes: 0.- sin daño, 1.- Leve, 2.- Moderado, 3.- Severo, 4.- Extensivo y 5.- Completo. Por otra parte, la escala macrosísmica EMS'98, establece que el daño causado por los terremotos, se distribuye siguiendo una distribución binomial. Es decir:

$$P_k(N, d) = \frac{(N-1)!}{(N-1-k)!k!} d^k (1-d)^{N-1-k} \quad k = 0 \dots (N-1) \quad (2)$$

donde N es el número de los estados de daño y $P_k(N, d)$ define la probabilidad del estado de daño k . En nuestro caso N vale 6 y k va de 0 a 5. De esta forma la ecuación (2) se transforma en:

$$P_k(6, d) = \frac{(5)!}{(5-k)!k!} d^k (1-d)^{5-k} \quad k = 0 \dots 5 \quad (3)$$

d es un parámetro que define completamente la distribución y toma valores entre 0 y 1. Para $d=0$ la probabilidad del estado de daño nulo es la unidad, mientras que para $d=1$ la probabilidad del estado de daño completo es la unidad. Para valores intermedios de d las probabilidades de los diferentes estados de daño toman valores entre cero y la unidad. Otro parámetro frecuentemente utilizado es el llamado grado de daño medio o estado de daño esperado, que se define como $d^* = d(N-1)$. A partir de la distribución de probabilidad de daño d^* se puede obtener mediante la siguiente ecuación:

$$d^* = \sum_{k=0}^5 k P_k(6, d) \quad (4)$$

d^* toma valores entre 0 y 5 y representa el estado de daño más probable. Así, $d=d^*=0$ representa una probabilidad 1 del estado de daño Nulo (0) y 0 para los otros estados. Un valor de $d=1$ corresponde a $d^*=5$, a una probabilidad igual a la unidad para el estado de daño de Colapso (5) y una probabilidad nula para los otros estados de daño. Valores intermedios entre 0 y 1 para d y entre 0 y 5 para d^* indican una distribución de daño. En este caso, d^* es una especie de grado de daño medio o grado de daño más probable. En cualquier caso lo importante es que d^* determina de forma unívoca la distribución de las probabilidades de daño. Esta sencilla hipótesis sobre la distribución del daño permite construir distribuciones de probabilidad de daño a partir de descripciones parciales o incompletas en las escalas de intensidad. Así por ejemplo la escala MSK-64 describe de la siguiente manera los daños sufridos por los edificios de tipo A cuando ocurre un terremoto de intensidad VII. “*Muchas construcciones del tipo A sufren daños graves (clase 3) y algunas incluso destrucción (clase 4)*”. Entendiendo por muchas el 50% y por algunas el 5%, podemos predecir la distribución binomial probable de forma que la suma de las probabilidades de los estados de daño grave y destrucción sumen 55%. La Tabla 1 y la Figura 2 muestran un ejemplo de este tipo de construcción de la distribución binomial que corresponde a $d=0.5553$ y $d^*=2.78$.

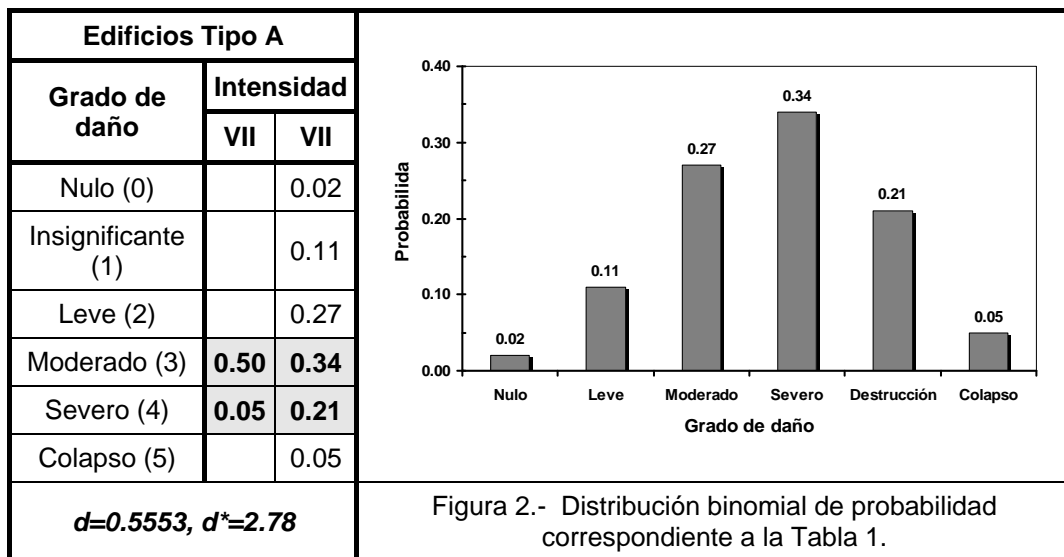
Una distribución de probabilidad más versátil es la distribución Beta, cuya función de densidad viene dada por:

$$p_{\beta}(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(q)\Gamma(t-q)} \frac{(x-a)^{q-1}(b-x)^{t-q-1}}{(b-a)^{t-1}} \quad \text{para } a \leq x < b \quad (5)$$

$\Gamma(t)$ es la función gamma, a y b están relacionados con el intervalo de definición de la distribución y, por lo tanto, con el número de estados de daño. t y q permiten modular la forma de la distribución. t está relacionado con la dispersión. La probabilidad de que se dé un nivel de daño x , viene dada por la integral entre a y x de la función $p_{\beta}(x)$, es decir:

$$P_{\beta}(x) = \int_a^x p_{\beta}(\varepsilon) d\varepsilon \quad (6)$$

Tabla 1.- Completando una distribución de probabilidad de daño. Ver explicación en el texto.



En el caso de estados de daño discretos definidos por los niveles de daño k , ($k=0, 1 \dots \dots, 5$) las probabilidades de cada estado de daño se definen mediante:

$$p_k = P_{\beta}(k+1) - P_{\beta}(k) \quad (7)$$

y la probabilidad de que se iguale o exceda un determinado estado o nivel de daño se define mediante:

$$P(D \geq D_k) = 1 - P_{\beta}(k) \quad (8)$$

Tomando $a=0$, $b=6$, $t=8$ se consigue una distribución binomial equivalente que se ajusta imponiendo que el factor de daño medio o nivel de daño esperado sea el mismo. La siguiente ecuación establece la equivalencia entre las distribuciones binomial de la ecuación (3) y la distribución Beta definida en la ecuación (5):

$$q = t \left(0.007d^{*3} - 0.052d^{*2} + 0.2875d^{*} \right) \quad (9)$$

donde d^* es el factor de daño tal como ha sido definido en la ecuación (4). De esta forma el daño esperado y la distribución de probabilidad de los diferentes estados puede definirse mediante un sólo parámetro.

2.3.2. Curvas de fragilidad

Una forma equivalente de definir el daño es mediante curvas de fragilidad (Hazus'99, 2002). Para un tipo de edificio y un estado de daño dado, estas curvas definen la probabilidad de que se iguale o exceda el estado de daño considerado en función de la intensidad sísmica. Es decir:

$$F_{D_k, T}(i) = P[GD \geq D_k | i] \quad (10)$$

T indica la tipología considerada, D_k es el grado de daño de la curva de fragilidad correspondiente e i es la variable que define la intensidad sísmica. La curva de fragilidad del estado de daño nulo es trivialmente la unidad. Se supone que para los estados de daño no nulo, las curvas de fragilidad siguen una distribución de probabilidad lognormal:

$$P[ds | S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\overline{S_{d, ds}}} \right) \right] \quad (11)$$

donde ahora S_d es el desplazamiento espectral o parámetro de la acción sísmica, $\overline{S_{d, ds}}$ es el valor medio del desplazamiento en el que el edificio alcanza un umbral del estado de daño ds , β_{ds} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del estado de daño ds y Φ es la función de distribución acumulativa normal estándar. Por lo tanto, estas curvas quedan definidas mediante sólo dos parámetros: el valor medio $\overline{S_{d, ds}}$ y la desviación típica β_{ds} . El valor medio define el punto en el que la probabilidad de igualar o exceder el estado de daño es igual al 50%, la desviación típica nos da una idea de la dispersión. La siguiente ecuación muestra la función de densidad de probabilidad correspondiente a las curvas de fragilidad.

$$F_{T, Gdi}(Sd) = \frac{1}{\beta Sd \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\beta} \ln \frac{Sd}{\overline{Sd}} \right)^2 \right] \quad (12)$$

donde Sd es el desplazamiento espectral, \overline{Sd} es el valor medio de la distribución de probabilidad, y b es la desviación típica del $\ln Sd$. La curva de fragilidad, es decir, la probabilidad de que un edificio iguale o exceda el estado de daño considerado, viene dada por la integral entre 0 y Sd de la función de densidad de probabilidad dada en la ecuación (12), es decir:

$$P(Sd) = P_{T, Gdi}[GD \geq Gdi | Sd] = \int_0^{Sd} F_{T, Gdi}(Sd) d(Sd) \quad (13)$$

La **Figura 3** muestra un ejemplo de curvas de fragilidad.

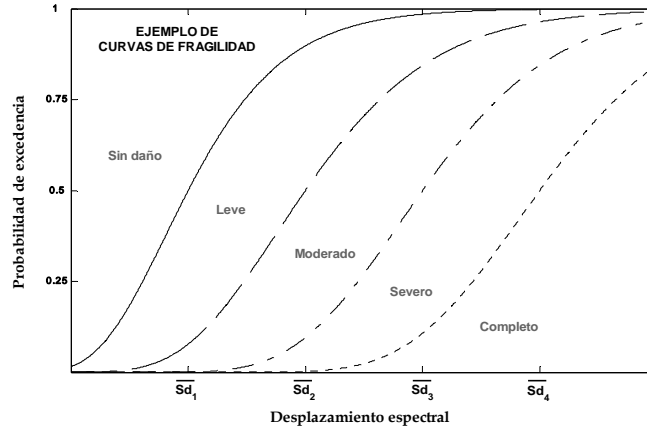


Figura 3.- Ejemplo de curvas de fragilidad. Se consideran 4 estados de daño diferentes del grado de daño *nulo* o *sin daño*.

Finalmente, conocidas las curvas de fragilidad, es posible estimar la probabilidad de ocurrencia de cada estado de daño mediante la siguiente ecuación:

$$P[GD = D_k | i, T] = P(GD \geq D_k | i, T) - P(GD \geq D_{(k+1)} | i, T) \quad k = 0 \cdots (N-1) \quad (14)$$

Para el estado de daño de colapso o $k=N$, la correspondiente curva de fragilidad define su probabilidad de ocurrencia, ya que no hay grados mayores.

2.4. Funciones y matrices de probabilidad de daño

El punto clave para una predicción fiable del daño esperado está en el ajuste de funciones de daño. Estas funciones definen, para cada edificio o servicio, el daño previsible cuando el edificio sufre un determinado terremoto. Pueden referirse a cualquier aspecto relacionado con el daño, como por ejemplo el daño físico directo, los daños inducidos, el daño socio-económico, el número de víctimas, el volumen de escombros, el número de familias sin hogar o los tiempos de recuperación de un servicio, entre otros. Aquí nos referimos a daño físico directo esperado en edificios destinados a viviendas. Existen varios métodos para calibrar estas funciones de daño. ATC-13 (1985), por ejemplo, usa la opinión de expertos. Aquí describimos brevemente el tratamiento de este problema en los dos métodos escogidos para este estudio.

2.4.1. Método del índice de vulnerabilidad

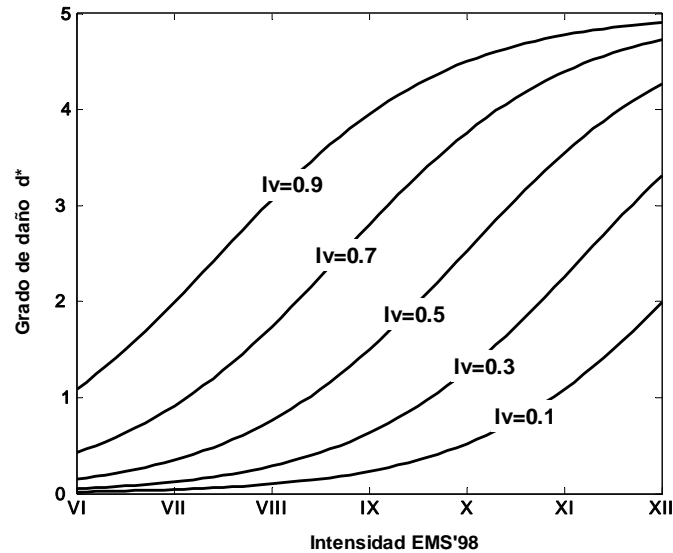
En este método la acción sísmica se caracteriza mediante la intensidad macrosísmica EMS'98 y el edificio mediante un índice de vulnerabilidad. La información de daños observados en terremotos pasados se ha utilizado para obtener la siguiente función semi-empírica propuesta por Giovinazzi y Lagomarsino (2002):

$$d^* = 2.5 \left[1.0 + \tanh \left(\frac{I + 6.25 V_I - 13.1}{2.3} \right) \right] \quad (15)$$

La **Figura 4** muestra las funciones de daño para diferentes índices de vulnerabilidad. Obsérvese cómo, dada una intensidad sísmica, el grado de daño aumenta con el índice de vulnerabilidad. Por ejemplo, para una intensidad X el grado de daño más probable es 0.52 para un índice de vulnerabilidad de 0.1 mientras que es 4.5 para un índice de vulnerabilidad de 0.9,

indicando que, para esta intensidad, los edificios tipificados mediante el primer índice de vulnerabilidad apenas sufrirán daños mientras que los daños serán muy severos en los edificios caracterizados mediante el segundo índice.

Figura 4.-
Ejemplo de funciones de
daño para diferentes
índices de vulnerabilidad.
 d^* se obtiene a partir de la
ecuación (15).



Este grado de daño d^* es el grado de daño medio definido en la ecuación (4), que permite recuperar la probabilidad de cada estado de daño, o matriz de probabilidad de daño, a partir de la ecuación (3) o a partir de la distribución Beta definida en la ecuación (5). De esta forma la estimación del grado de daño más probable y de la distribución de probabilidad de los diferentes estados de daño se obtiene de forma directa a partir del índice de vulnerabilidad y de la intensidad. Por lo tanto es crucial el afinar bien en la asignación del índice de vulnerabilidad a los edificios.

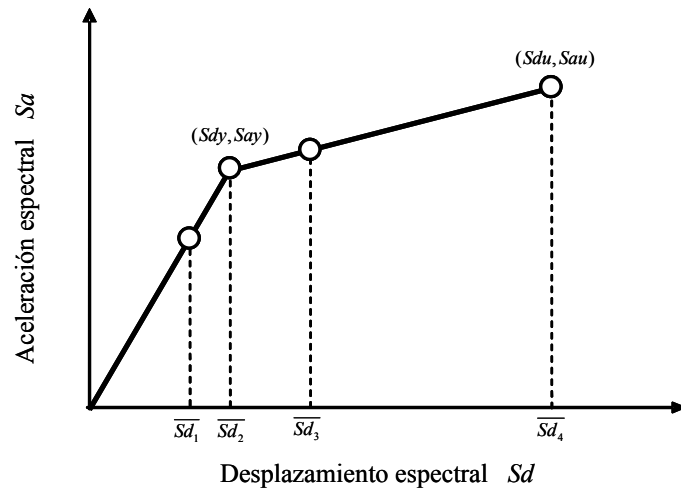
2.4.2. Método del espectro de capacidad

El método del espectro de capacidad considera sólo 5 estados de daño, incluyendo el estado de daño nulo. Se considera en este trabajo, que el grado de daño completo, incluye los estados de daño extensivo y completo, por entender que cuando el daño es extensivo es muy probable que haya que demoler el edificio dado que deja de ser reparable. El daño se cuantifica mediante las curvas de fragilidad definidas más arriba. Se usa una forma simplificada de obtención de estas curvas a partir de los espectros bilineales de capacidad. El espectro bilineal de capacidad se define mediante el punto de cedencia (Sd_y , Sa_y) y el punto de última capacidad. (Sd_u , Sa_u). La definición de la distribución lognormal que define la curva de fragilidad requiere estimar el valor medio o umbral del estado de daño ($\overline{Sd_i}$) y la desviación típica (β_i). En este trabajo se sigue un procedimiento simplificado propuesto en el proyecto Risk-UE. Los umbrales de los estados de daño se definen mediante las relaciones de la **Tabla 2** (véase también **Figura 5**). Para estimar las desviaciones típicas se supone que las probabilidades de los estados de daño en los umbrales, se distribuyen de acuerdo a una distribución Binomial o Beta equivalente. De esta forma, fijando la probabilidad de excedencia del umbral considerado sea del 50% se obtienen las probabilidades de los otros estados mediante la ecuación (6).

Tabla 2.-

Estados de daño y umbrales a partir de los puntos de cedencia y de capacidad última de un espectro de capacidad.

| Umbral del estado de daño | Estado de daño |
|---|----------------|
| $\overline{Sd}_1 = 0.7 Sdy$ | Leve |
| $\overline{Sd}_2 = Sdy$ | Moderado |
| $\overline{Sd}_3 = Sdy + 0.25(Sdu - Sdy)$ | Severo |
| $\overline{Sd}_4 = Sdu$ | Colapso |

**Figura 5.-** Umbrales de los estados de daño.

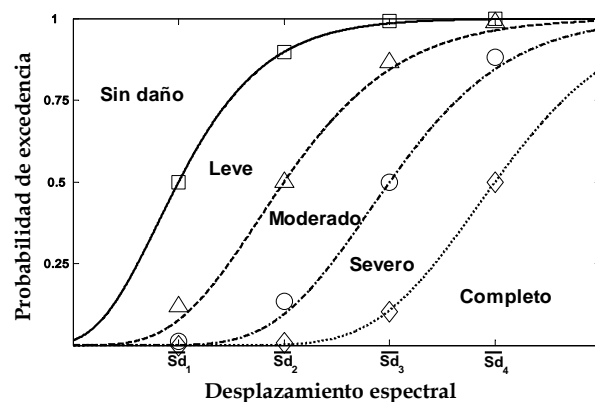
La **Tabla 3** muestra los valores obtenidos. Un ajuste por mínimos cuadrados de la ecuación 13 permite estimar las desviaciones típicas. La **Figura 6** ilustra este proceso. Los puntos corresponden a los valores de la **Tabla 3**, las líneas continuas corresponden a los ajustes obtenidos.

De esta forma para cada edificio definido por su espectro de capacidad se obtienen las curvas de fragilidad. El problema de la estimación de la matriz de probabilidad de daño correspondiente a un escenario sísmico o terremoto concreto se reduce ahora a obtener el desplazamiento espectral esperado, que permite entrar en las curvas de fragilidad y obtener las probabilidades de cada estado de daño mediante las ecuaciones (13) y (14). El método del espectro de capacidad permite realizar esta estimación mediante la obtención del llamado *punto de desempeño* ("performance point") que proporciona el nivel de desplazamiento espectral producido en el edificio por el terremoto del escenario considerado (Fajfar, 2002; Fajfar y Gaspersic 1996). El ATC-40 (1996) proporciona tres métodos para determinar este punto, Milutinovic y Trendafiloski (2003) explican, paso a paso, la aplicación de estos métodos. Todos ellos tienen en cuenta el comportamiento no lineal de los edificios cuando se hallan sometidos a fuerzas severas que producen la incursión en su comportamiento no elástico y, por lo tanto, requieren la reducción del espectro de respuesta lineal 5% amortiguado.

Tabla 3.-

Distribución de probabilidades de excedencia fijando la probabilidad del umbral en un 50%.

| | | | | |
|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $P_B(1)$ | 0.50 | 0.90 | 0.99 | 1.00 |
| $P_B(2)$ | 0.12 | 0.50 | 0.87 | 0.99 |
| $P_B(3)$ | 0.01 | 0.14 | 0.50 | 0.88 |
| $P_B(4)$ | 0.00 | 0.01 | 0.10 | 0.50 |
| d^* | 0.91 | 1.92 | 3.08 | 4.09 |

**Figura 6.-** Curvas de fragilidad ajustadas a los puntos de la **Tabla 3**.

La **Figura 7** muestra un ejemplo del procedimiento. El edificio se representa por el espectro de capacidad mientras que la acción sísmica se representa mediante el espectro de respuesta lineal 5% amortiguada. El cruce entre ambos espectros permite efectuar la reducción del espectro de respuesta para obtener el espectro de respuesta no lineal, llamado también espectro de demanda, y el punto de desempeño. El desplazamiento espectral que define el punto de desempeño representa el desplazamiento producido en el edificio por el terremoto. Este desplazamiento espectral permite entrar en la curva de fragilidad (**Figura 3** y **Figura 6**) para, usando las ecuaciones (13) y (14), determinar las probabilidades de ocurrencia de todos y cada uno de los estados de daño o matrices de probabilidad de daño (Whitman *et al.*, 1973). A partir de estas matrices puede estimarse el grado de daño medio o grado de daño más probable (ecuación (4)).

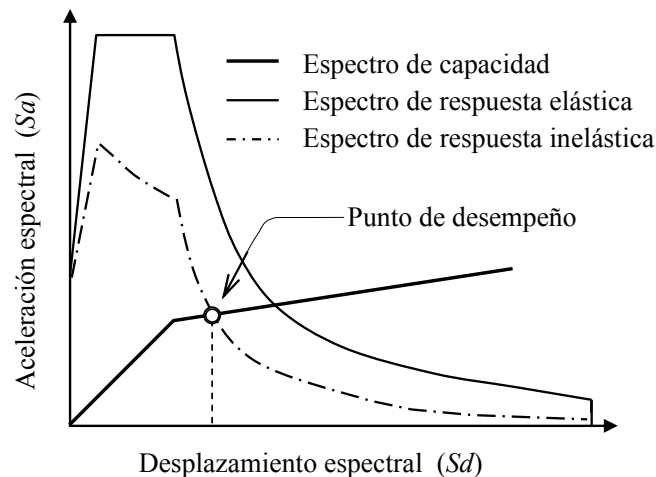


Figura 7.-Ejemplo de estimación del punto de desempeño que define la respuesta máxima del edificio para la acción sísmica mediante el espectro de respuesta. También se obtiene el espectro de demanda o espectro de respuesta inelástica.

En resumen, en el *método del índice de vulnerabilidad*, la acción se cuantifica mediante la intensidad macrosísmica y el edificio mediante un índice de vulnerabilidad; el ajuste de funciones semiempíricas permiten establecer la relación que predice el grado de daño medio esperado en el edificio cuando ocurre el terremoto. La hipótesis de una distribución estadística de las probabilidades de los estados de daño permite estimar las matrices de probabilidad de daño. En el *método del espectro de capacidad*, el edificio se representa por su espectro bilineal de capacidad y el terremoto mediante su espectro de respuesta lineal 5% amortiguada. El espectro de capacidad permite obtener las curvas de fragilidad. El cruce de los espectros de capacidad y de respuesta produce el desplazamiento máximo esperado en el edificio sometido a la acción sísmica. Entrando en las curvas de fragilidad se obtienen las matrices de probabilidad de daño. El método del índice de vulnerabilidad pertenece al conjunto de métodos de análisis de daño sísmico llamados empíricos o semiempíricos ya que se basan en daños observados y en consideraciones analíticas sobre los edificios. El método del espectro de capacidad pertenece a otro grupo de métodos denominados analíticos o mecánicos. Estos métodos se fundamentan en el análisis estructural y en la estimación del daño a partir de consideraciones mecánicas (Giovinazzi, 2005). Ambos métodos se aplican, a continuación, al parque de edificios de viviendas de la ciudad de Barcelona.

3. APLICACIÓN A LA CIUDAD DE BARCELONA

3.1. Un poco de historia

Existen indicios de que hubo habitantes en Barcelona desde el año 2.500 a JC, con un primer poblado datado entre los años 2.000 y 1.500 a JC. Entre los siglos III y II a JC existían

dos poblados Ibéricos. Uno, llamado *Barcilo*, en un montículo, conocido como monte *Taber*, donde se halla el núcleo antiguo de la actual ciudad. Otro, llamado *Laye*, en Montjuïc. Los romanos llegaron a Barcelona 218 años a JC prosperando la colonia del *Mons Taber*, ya en el siglo I a. J.C. Tras ser destruida, la ciudad fue reconstruida, probablemente en el año 263, y fortificada antes de finalizar el siglo IV. Su muralla la convertían en una ciudad segura. La ciudad pasó a manos musulmanas probablemente el año 717 ó 718. La ciudad mantuvo su aspecto durante la época Carolingia desde los inicios del siglo IX y hasta principios de siglo XI. En el año 1.000, Barcelona conserva su núcleo fortificado pero nuevos barrios surgen ya en su exterior. En la primera mitad del siglo XIII Barcelona empieza a construir una nueva muralla que contiene estas aldeas. En 1.249 Jaime I creó el municipio y las primeras instituciones ciudadanas de gobierno de la ciudad. En el año 1.333 la peste se cebó en la ciudad causando más de 10.000 muertes. Sucesivas pestes y epidemias azotaron la ciudad de forma intermitente hasta los siglos XV y XVI. En 1.359 se construye una tercera muralla. Con todo, la zona izquierda de las Ramblas, conocida como el arrabal (*el Raval*), siguió siendo una zona rural que no se edificó y pobló hasta la expansión industrial de 1.780. El siglo XVIII fue un mal siglo para Barcelona que tuvo que afrontar importantes modificaciones políticas y urbanísticas. A este período corresponde la creación de *La Barceloneta*. A partir de 1774 se empieza a derribar la muralla interior que separaba la ciudad del *Raval* y se poblaba y urbanizaba este sector a la izquierda de *la Rambla*. En la primera mitad del siglo XIX se intensifica la urbanización del interior de la ciudad que, progresivamente, se dota del aspecto e infraestructuras de una ciudad moderna. Pero lo que da paso al nacimiento de la Barcelona actual es el ensanche por el llano. Entre 1858 y 1868 se derriban las murallas de la ciudad y se inicia el gran proyecto urbanístico para la construcción de la Barcelona moderna, una nueva ciudad abierta e industrial. El *Ensanche* ("*Eixample*") de Barcelona, fue proyectado por el ingeniero Ildefonso Cerdá (Cerdá, 1968). Este proyecto de expansión de la ciudad permitió unir el núcleo de la ciudad con los pueblos del llano que darán nombre a los distritos y barrios de la ciudad actual. El censo de 1.900 establece en 553.000 el número de habitantes de esta ciudad ampliada. Entre 1.909 y 1.929 Barcelona experimenta una colosal expansión. De los 587.411 habitantes de 1.910 se pasa a 1.005.565 en 1930. Entre 1940 y 1960 se produce un considerable crecimiento sostenido y la ciudad gana medio millón de habitantes. Este incremento de la población es debido principalmente al aumento de la natalidad y al gran número de inmigrantes procedentes del Sur de España. A pesar de que la Carta municipal de 1961 otorga mayor autonomía a la ciudad, durante la alcaldía de Porcioles (1957-1973) se produjo un crecimiento especulativo y desordenado con grandes deficiencias estructurales. En 1975 fallece el general dictador Franco y, en 1978, se restablece la monarquía y la democracia en España iniciándose un mayor control de la sociedad sobre las instituciones y el gobierno de la ciudad. En la actualidad Barcelona está encajada entre *Montjuïc*, *Collserola* y el río *Besós*, que limitan claramente su crecimiento en superficie, dejando como única alternativa la reconversión de zonas deprimidas, en desuso o industriales. Los últimos ejemplos de transformación urbanística de la ciudad son la *Vila Olímpica* de 1992 y la apertura al mar de la *Avinguda Diagonal* con el Forum de las culturas en el 2004. El distrito del *Eixample* destaca como la principal área de Barcelona donde se acumula una importante población una notable actividad económica y gran patrimonio cultural (García Espuche, 1990; Paricio, 2001). Actualmente, el municipio de Barcelona se extiende en una superficie de 9.907 Ha. con una población de 1.5 millones de habitantes según el censo de 2001.

3.2. Los datos

La información utilizada en este estudio ha sido facilitada, en su mayor parte, por el *Institut Municipal d'Informàtica* (IMI) y por el *Departament d'Estadística* del Ayuntamiento de Barcelona (DEAB). Estas dos instituciones se complementan en la gestión y análisis de la información referente a la ciudad. La unidad básica de estudio es la parcela catastral edificada o edificio. Para su caracterización se han usado tres bases de datos: el catastro, las edades y las características constructivas. La base de datos del catastro está bien documentada en el informe Infocca (1999) y permite determinar las características geométricas, en planta y en altura de los edificios de cada parcela. A partir de la correlación de la información contenida en estas bases de datos se dispone de información completa de 70.905 edificios que representan el 93,38 % de los edificios del censo del 2001. De estos edificios se conoce su configuración en

planta y en altura, su situación dentro de la manzana, formando parte de un agregado o no, así como la información referente a los edificios colaterales; la tipología constructiva de la estructura y de los forjados, el año de construcción y el estado de conservación. La calidad, representatividad y resolución de nuestra base de datos global, permite efectuar los análisis edificio por edificio, pero por claridad, simplicidad, utilidad y, sobre todo, para no perder de vista el sentido probabilista de los análisis y conclusiones, los resultados se van a presentar de acuerdo a las tres grandes divisiones administrativas definidas y utilizadas por el ayuntamiento de la ciudad: Distritos, Barrios y Zonas de Estudio (ZRP). Barcelona consta de 10 distritos, 38 barrios y 238 ZRP. Toda la documentación recopilada se usará para caracterizar la vulnerabilidad, capacidad y fragilidad de los edificios de la ciudad.

3.3. Los terremotos: escenarios sísmicos

Para definir el movimiento sísmico esperado de los escenarios considerados se ha tenido en cuenta la zonificación sísmica de los suelos. Cid (1998), clasifica los suelos de la ciudad en 4 zonas. La zona R constituida por afloramientos rocosos paleozóicos y terciarios (ver también Cid *et al.* 2001). La zona I corresponde a suelos blandos caracterizados por un basamento paleozoico a una profundidad inferior a 350 m sobre el que se halla una gruesa capa de materiales terciarios y una capa de materiales deltaicos del holoceno con un espesor de entre 25 y 70 m. La calidad de los suelos aumenta en las zonas II y III, que son de transición entre los suelos blandos de los deltas y los afloramientos rocosos.

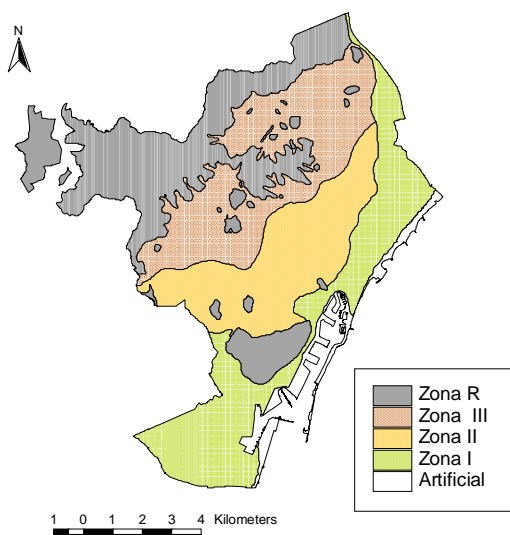


Figura 8.- Zonificación sísmica de los suelos de Barcelona (Cid 1998).

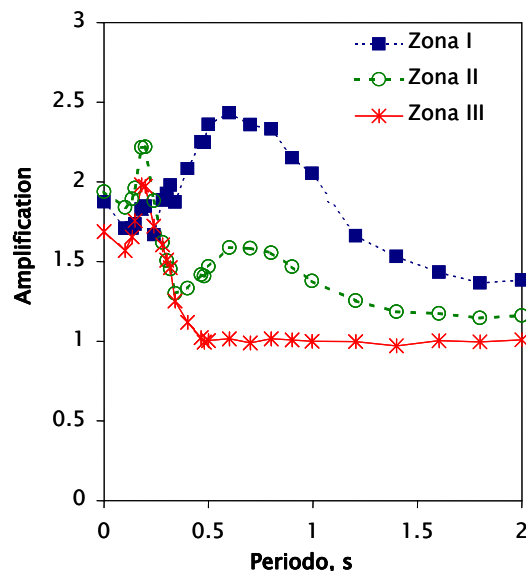


Figura 9.- Funciones de amplificación espectral de los suelos de Barcelona (Cid 1998).

Los efectos sobre la acción sísmica en términos de intensidad se han tenido en cuenta incrementando la intensidad esperada en el basamento rocoso en media unidad en las zonas de suelos tipo II y tipo III y en una unidad en la zona I. En términos espectrales se han tenido en cuenta las funciones de transferencia propuestas por Cid (1998) para los suelos de las zonas I, II y III. La **Figura 8** muestra el mapa de zonificación sísmica de los suelos de la ciudad, la **Figura 9** muestra las funciones de amplificación espectral.

El escenario determinista en términos macrosísmicos, corresponde a un terremoto histórico ocurrido en 1448 en Cardedeu, a una distancia de 25 km del centro de Barcelona y a una profundidad de 7 km (Olivera *et al.* 2006). Este es el sismo de mayor intensidad epicentral ocurrido a menor distancia de la ciudad. La **Figura 10** muestra la distribución de intensidades esperadas en la ciudad. Se observa el efecto de la atenuación sísmica hacia el Sur y los

efectos de suelo que amplifican la señal hacia el Este, en el frente de mar. Las intensidades varían entre VI en el afloramiento rocoso de la montaña de Montjuïc y VIII en el Noreste de la ciudad donde coinciden la zona más cercana al epicentro y los suelos más blandos.

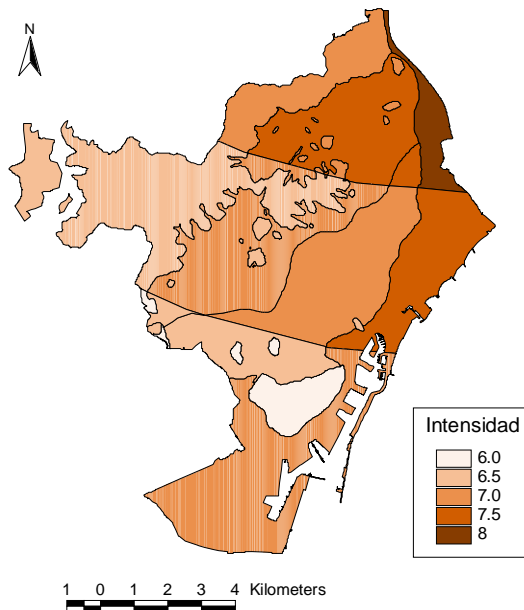


Figura 10.- Escenario determinista en términos macrosísmicos.

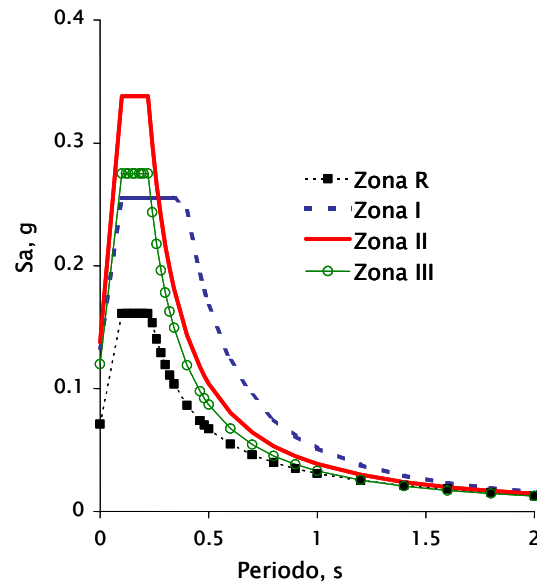


Figura 11.- Escenario determinista en términos espectrales.

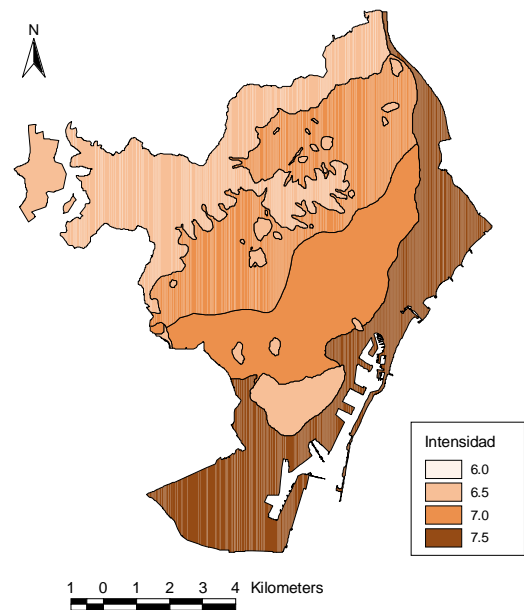


Figura 12.- Escenario probabilista en términos macrosísmicos.

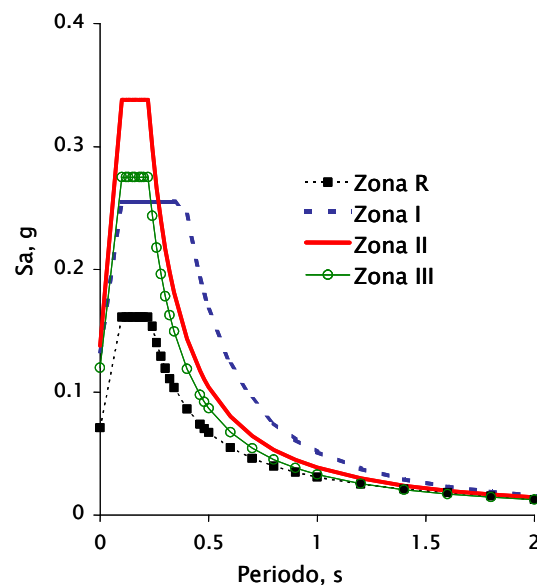


Figura 13.- Escenario probabilista en términos espectrales.

En términos espectrales el terremoto de Cardedeu se ha complementado con otro terremoto ocurrido en 1.428 en la provincia de Girona con una intensidad epicentral IX (MSK) que, pese a producirse a mayor distancia, fue percibido en la ciudad (Olivera *et al.* 2006). La idea es unir las características espectrales de un sismo cercano, el de Cardedeu, con las de un sismo lejano, como el de 1.428. Para cada periodo del espectro de respuesta, se ha tomado el mayor valor de ambos terremotos para así definir, de forma conservadora, todo el rango de

períodos, con especial cuidado en los períodos largos. La **Figura 11** muestra los espectros de respuesta zonificados.

Para el escenario probabilista se ha utilizado el terremoto con una probabilidad del 10% en 50 años que corresponde a una intensidad en el basamento rocoso entre VI y VII (Secanell *et al.* 2004). La **Figura 12** muestra el escenario porprobabilista en términos de intensidad considerando los efectos de suelo. Las intensidades varían entre VI-VII en los afloramientos rocosos y VII-VIII en los terrenos blandos de los deltas y frente de mar. Irizarry (2004) obtiene los escenarios en términos espectrales. La **Figura 13** muestra los espectros de respuesta zonificados correspondientes al escenario probabilista. Tanto los espectros de la **Figura 11** como los de la **Figura 13** son espectros elásticos de respuesta 5% amortiguada, que constituyen el punto de partida para estimar los espectros de demanda y los puntos de desempeño.

3.4. Los edificios

Aproximadamente, el 92% de los edificios de viviendas de Barcelona pueden agruparse en dos grandes clases: edificios de mampostería u obra de fábrica de ladrillo y edificios de hormigón armado. Las bases de datos disponibles de los edificios de la ciudad han permitido caracterizarlos tanto mediante un índice de vulnerabilidad (Lantada, 2006) como mediante espectros de capacidad (Bonett, 2003; Bonett *et al.*, 2004; Moreno *et al.* 2004a,b, Moreno, 2006). Resumimos a continuación los principales resultados obtenidos por estos autores.

3.4.1. Índices de vulnerabilidad

El índice de vulnerabilidad V_I de cada edificio se obtiene como suma de un índice básico V_I^* , un modificador regional ΔM_R y un modificador de comportamiento ΔM_C . Es decir:

$$V_I = V_I^* + \Delta M_R + \Delta M_C \quad (16)$$

El índice básico es diferente para las diferentes tipologías constructivas; los modificadores regionales tienen en cuenta las peculiaridades de la región o período de construcción mientras que los modificadores de comportamiento incorporan otros aspectos, como por ejemplo características geométricas o de posición del edificio que influyen en su comportamiento sísmico. Lantada (2006) describe, detalladamente, el procedimiento de asignación del índice de vulnerabilidad. El modificador regional se fundamenta en la existencia de normativas de diseño sísmico en la fecha de construcción del edificio, penalizando los edificios antiguos construidos sin ninguna conciencia colectiva del peligro sísmico y bonificando los edificios más modernos que, a pesar de que frecuentemente no existía ninguna obligación de diseño sismorresistente, se beneficiaban de mejoras en las prácticas constructivas. Se consideran dos modificadores de comportamiento: modificador de edificio y modificador de posición. El modificador de edificio hace referencia al edificio aislado y cuantifica y puntúa propiedades como el número de plantas, la irregularidad en planta y en altura, la longitud de la fachada y el estado de conservación. El modificador de posición tiene en cuenta otras características del edificio en relación con el agregado al que pertenece. Así, por ejemplo, se tiene en cuenta la diferencia de altura entre edificios colindantes y la posición en referencia al conjunto, agregado o manzana a la que pertenece. Concretamente, este modificador penaliza los edificios esquina y terminales, aumentando su índice de vulnerabilidad respectivamente en 4 y en 6 centésimas y bonifica los edificios que se hallan en medio de otros dos edificios disminuyendo su índice de vulnerabilidad en 4 centésimas.

Los índices de vulnerabilidad de los edificios de mampostería toman valores entre 0.7 y casi la unidad, con un valor medio de 0.87. Los índices de los edificios de hormigón armado son menores, en el rango entre 0.4 y 0.85 y con un valor medio de 0.65. La **Figura 14** muestra, por zonas de estudio (ZRP), los índices medios de los edificios de mampostería. Se observa un patrón radial, con los mayores índices de vulnerabilidad en el centro histórico de la ciudad donde existe una importante concentración de edificios antiguos de una calidad sísmica

deficiente. La **Figura 15** muestra la distribución de los índices de vulnerabilidad medios de las zonas de estudio para los edificios de hormigón armado. Se observa una ligera disminución de la vulnerabilidad y se pierde el patrón radial. Este análisis de vulnerabilidad pone de manifiesto la baja calidad sísmica de los edificios de viviendas de la ciudad, hecho que es típico de las ciudades situadas en zonas de escasa peligrosidad sísmica y que, en consecuencia, son ajenas a cualquier preocupación por la protección sismorresistente.

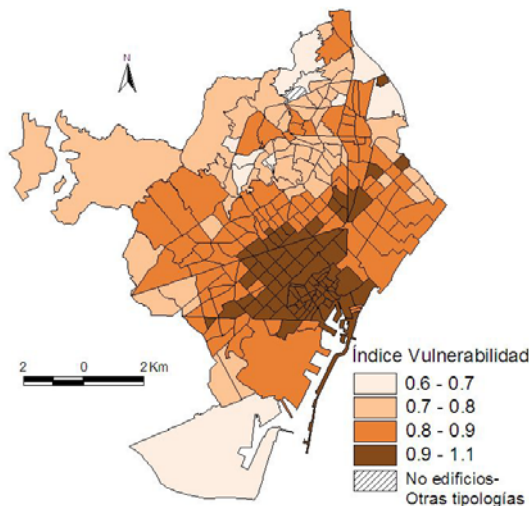


Figura 14.- Índices de vulnerabilidad medios para los edificios de mampostería.

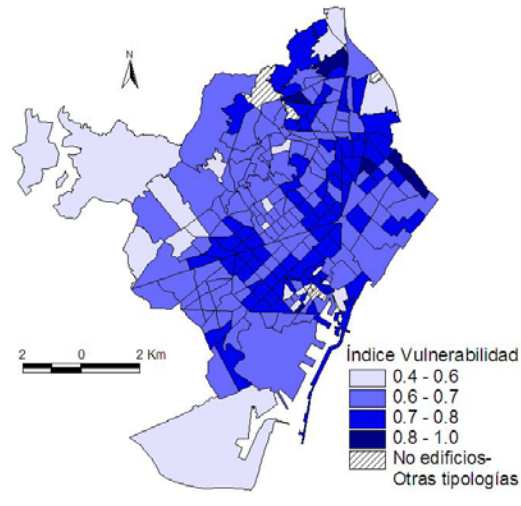


Figura 15.- Índices de vulnerabilidad medios para los edificios de hormigón armado.

3.4.2. Espectros de capacidad y curvas de fragilidad

Para aplicar el método del espectro de capacidad los edificios se clasifican en altos, medianos y bajos y se han usado planos estructurales y constructivos para su modelado y estudio de su comportamiento dinámico mediante programas de análisis estructural no lineal. Bonett (2003) obtiene los espectros de capacidad para las tres categorías de edificios de mampostería usando el programa TreMuri (Galasco et al. 2002). La **Figura 16** muestra los espectros bilineales de capacidad para los edificios medianos y altos especificando sus características de altura.

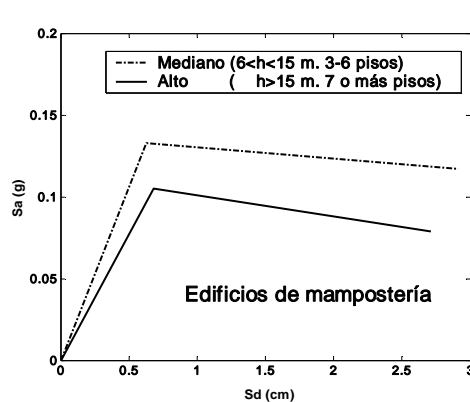


Figura 16.- Espectros de capacidad para los edificios de mampostería medianos y altos.

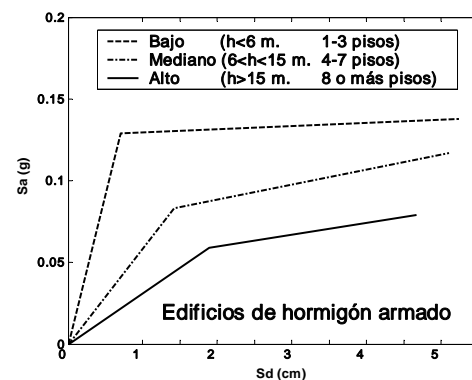


Figura 17.- Espectros de capacidad para los edificios de hormigón armado bajos, medianos y altos.

Los edificios bajos son casas unifamiliares de una o dos plantas con una altura inferior a los 6 metros y su espectro bilineal no se muestra en la **Figura 16** debido a que su elevada resistencia, comparada con la de los edificios medianos y altos, complica su representación a la misma escala. Para este edificio, de pequeña altura, los puntos de cedencia y de capacidad última respectivamente son:

$$(S_{dy}, S_{ay}) = (0.27\text{cm}, 0.65\text{g}) \text{ y } (S_{du}, S_{au}) = (1.36\text{cm}, 0.56\text{g})$$

Se observa cómo la capacidad de los edificios de mampostería disminuye con la altura. La **Figura 17** muestra las características en altura y los espectros de capacidad de los edificios de hormigón armado (Moreno *et al.* 2004a; Moreno, 2006). De nuevo se observa cómo la capacidad disminuye con la altura. A partir de los espectros de capacidad se estiman las curvas de fragilidad mediante el procedimiento descrito en el apartado 2.4.2 (ver también **Tabla 2** y **Tabla 3**). La **Tabla 4** muestra los parámetros de las curvas de fragilidad para los diferentes tipos de edificios considerados.

Tabla 4.- Parámetros que definen las curvas de fragilidad para cada tipo de edificio

| Tipo de edificio | | Parámetros de las curvas de fragilidad | | | | | | | |
|------------------|---------|--|-----------|-------------------|-----------|-------------------|-----------|-------------------|-----------|
| | | \overline{Sd}_1 | β_1 | \overline{Sd}_2 | β_2 | \overline{Sd}_3 | β_3 | \overline{Sd}_4 | β_4 |
| Mampostería | Bajo | 0.19 | 0.28 | 0.27 | 0.37 | 0.54 | 0.54 | 1.36 | 0.72 |
| | Mediano | 0.44 | 0.40 | 0.63 | 0.50 | 1.20 | 0.75 | 2.91 | 0.70 |
| | Alto | 0.46 | 0.30 | 0.68 | 0.65 | 1.68 | 0.65 | 2.61 | 0.65 |
| Hormigón | Bajo | 0.49 | 0.28 | 0.70 | 0.37 | 1.84 | 0.82 | 5.24 | 0.83 |
| | mediano | 0.99 | 0.28 | 1.42 | 0.36 | 2.34 | 0.50 | 5.11 | 0.61 |
| | Alto | 1.33 | 0.28 | 1.89 | 0.29 | 2.59 | 0.34 | 4.68 | 0.45 |

3.5. El daño físico directo: escenarios

Una vez determinados los índices de vulnerabilidad y los espectros de capacidad los edificios han quedado caracterizados para poder aplicar los métodos descritos en el apartado 2.4 que permiten evaluar las matrices de probabilidad de daño correspondientes a los escenarios considerados, tanto en términos de intensidad macrosísmica como en términos espectrales. Estas matrices de probabilidad de daño son las que nos van a permitir desarrollar escenarios de daño físico directo.

3.5.1. Método del índice de vulnerabilidad

Para cada edificio se conoce su índice de vulnerabilidad y la intensidad sísmica esperada en el emplazamiento. La ecuación (15) permite estimar el estado de daño medio o más probable d^* que, a su vez, permite estimar las matrices de probabilidad de daño mediante las ecuaciones (9), (5), (6) y (7). El índice de vulnerabilidad mínimo de 0.4 se obtiene para un edificio de hormigón, mientras que el máximo de 1.24 se obtiene para un edificio de mampostería. Las intensidades de los escenarios determinista y probabilista varían entre VI y VIII. La Tabla 5 muestra las matrices de probabilidad de daño para un edificio con un índice de vulnerabilidad 0.4. La Tabla 6 es análoga a la anterior para un índice de vulnerabilidad de 1.24. La Figura 18 muestra el factor de daño medio para las zonas de estudio (ZRP) de la ciudad para el escenario determinista. La **Figura 19** es análoga a la anterior para el escenario probabilista. Para facilitar la comparación con los escenarios correspondientes al espectro de

capacidad el factor central de daño se ha normalizado a 4 en lugar de a 5.

3.5.2. Método del espectro de capacidad

Cruzando los espectros de respuesta que definen los escenarios y los espectros de capacidad que definen los edificios se obtienen los puntos de desempeño. Entrando en las curvas de fragilidad con el correspondiente desplazamiento espectral, se estiman las probabilidades de cada estado de daño. Bonett (2003) obtuvo los puntos de desempeño y las matrices de probabilidad de daño para los edificios de mampostería. La **Tabla 7** muestra la matriz de probabilidad de daño correspondiente a los edificios de mampostería.

Tabla 5.- Matriz de probabilidad de daño para un índice de vulnerabilidad de 0.4.
D* es el factor central de daño normalizado a 4.

| Intensidad | d^* | D* | Probabilidad del estado de daño | | | | | |
|------------|--------|--------|---------------------------------|-------------|-----------------|---------------|------------------|-----------------|
| | | | Nulo (0) | Leve (1) | Moderado (2) | Severo (3) | Extensivo (4) | Completo (5) |
| VI | 0.0899 | 0.0719 | 0.9680 | 0.0282 | 0.0035 | 0.0003 | 0.0000 | 0.0000 |
| VI-VII | 0.1376 | 0.1101 | 0.9459 | 0.0473 | 0.0063 | 0.0006 | 0.0000 | 0.0000 |
| VII | 0.2093 | 0.1674 | 0.9063 | 0.0803 | 0.0121 | 0.0012 | 0.0001 | 0.0000 |
| VII-VIII | 0.3162 | 0.2530 | 0.8365 | 0.1360 | 0.0245 | 0.0029 | 0.0001 | 0.0000 |
| VIII | 0.4721 | 0.3777 | 0.7199 | 0.2212 | 0.0510 | 0.0074 | 0.0005 | 0.0000 |

Tabla 6.- Matriz de probabilidad de daño para un índice de vulnerabilidad de 1.24.
D* es el factor central de daño normalizado a 4.

| Intensidad | d^* | D* | Probabilidad del estado de daño | | | | | |
|------------|--------|--------|---------------------------------|-------------|-----------------|---------------|------------------|-----------------|
| | | | Nulo (0) | Leve (1) | Moderado (2) | Severo (3) | Extensivo (4) | Completo (5) |
| VI | 3.1883 | 2.5506 | 0.0016 | 0.0380 | 0.1685 | 0.3372 | 0.3468 | 0.1078 |
| VI-VII | 3.6553 | 2.9242 | 0.0002 | 0.0104 | 0.0747 | 0.2366 | 0.4115 | 0.2666 |
| VII | 4.0382 | 3.2306 | 0.0000 | 0.0023 | 0.0255 | 0.1232 | 0.3511 | 0.4979 |
| VII-VIII | 4.3320 | 3.4656 | 0.0000 | 0.0004 | 0.0072 | 0.0497 | 0.2179 | 0.7248 |
| VIII | 4.5462 | 3.6370 | 0.0000 | 0.0001 | 0.0018 | 0.0162 | 0.1004 | 0.8816 |

Se observa cómo el daño esperado para un terremoto relativamente pequeño es relativamente alto. Por ejemplo, para el escenario determinista, aproximadamente un 45% de los edificios altos y medianos de mampostería no reforzada localizados en la Zona II sufrirían un estado de daño entre moderado y severo. Para el escenario probabilista los edificios dañados estarían alrededor del 75%. Este hecho confirma la alta vulnerabilidad de este tipo de edificios. Moreno (2006) efectúa un estudio análogo para los edificios de hormigón armado, obteniendo las matrices de probabilidad de daño correspondientes. A partir de estas matrices de probabilidad de daño, se han construido los escenarios de daño físico directo. La **Figura 20** muestra el escenario de daño determinista. La **Figura 21** muestra el caso probabilista.

El detalle y calidad de la base de datos de los edificios de la ciudad nos ha permitido realizar el análisis de vulnerabilidad y de daño edificio por edificio. Por lo tanto, el sistema de información geográfica utilizado permite obtener mapas detallados de cualquier distrito, barrio o división administrativa a nivel de edificio. Una forma también útil de representar el daño es mediante mapas de probabilidad de ocurrencia de un determinado estado de daño. La **Figura 22** y la **Figura 23** muestran respectivamente las probabilidades del estado de daño moderado y severo para el escenario determinista y para el distrito más antiguo de la ciudad (*Ciutat Vella*). La **Figura 24** y la **Figura 25** muestran las probabilidades de los mismos estados de daño para

el distrito más emblemático de Barcelona (*L'Eixample*) donde se acumula una importante actividad económica y una elevada densidad de población.

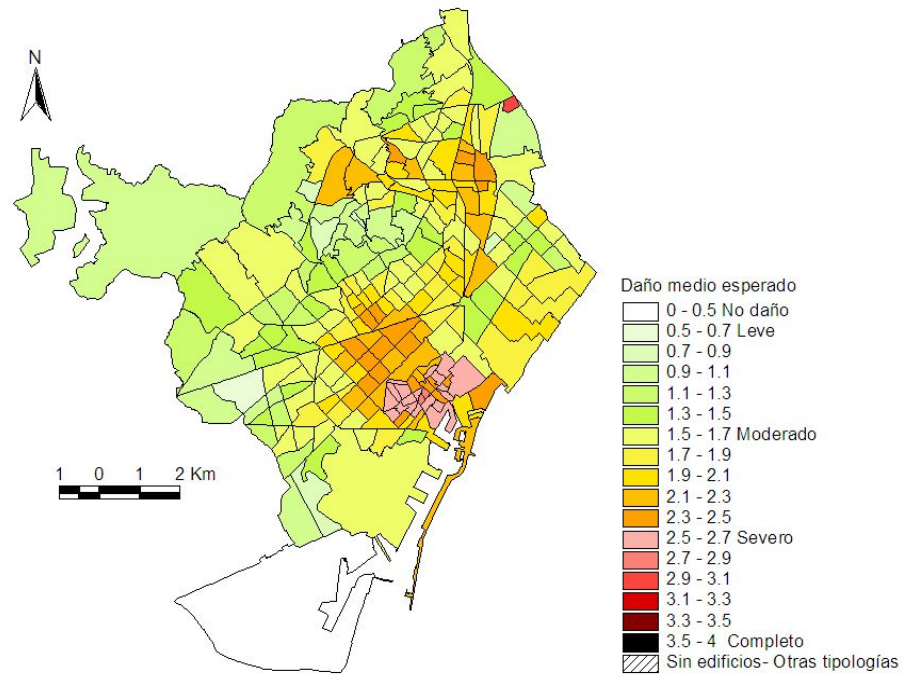


Figura 18.- Distribución del grado de daño medio esperado por ZRP para el escenario determinista. Método del índice de vulnerabilidad.

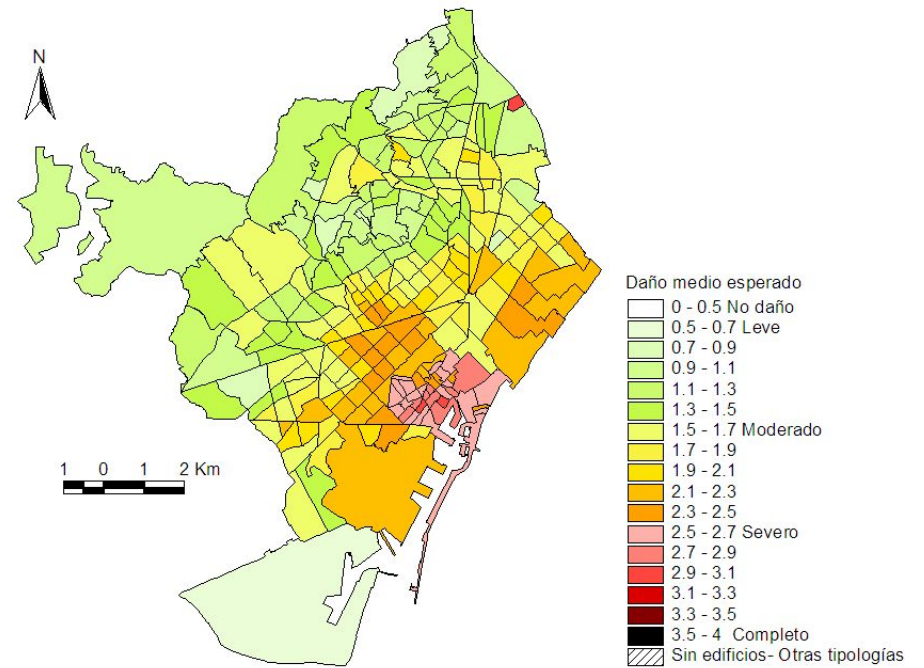


Figura 19.- Distribución del grado de daño medio esperado por ZRP para el escenario probabilista. Método del índice de vulnerabilidad.

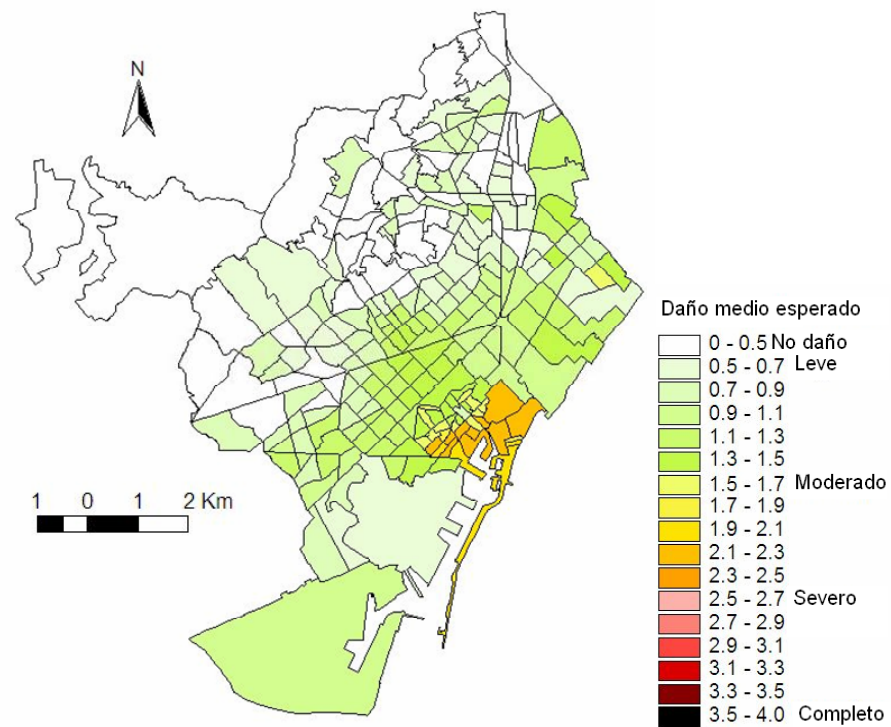


Figura 20.- Distribución del grado de daño medio esperado por ZRP para el escenario determinista. Método del espectro de capacidad.

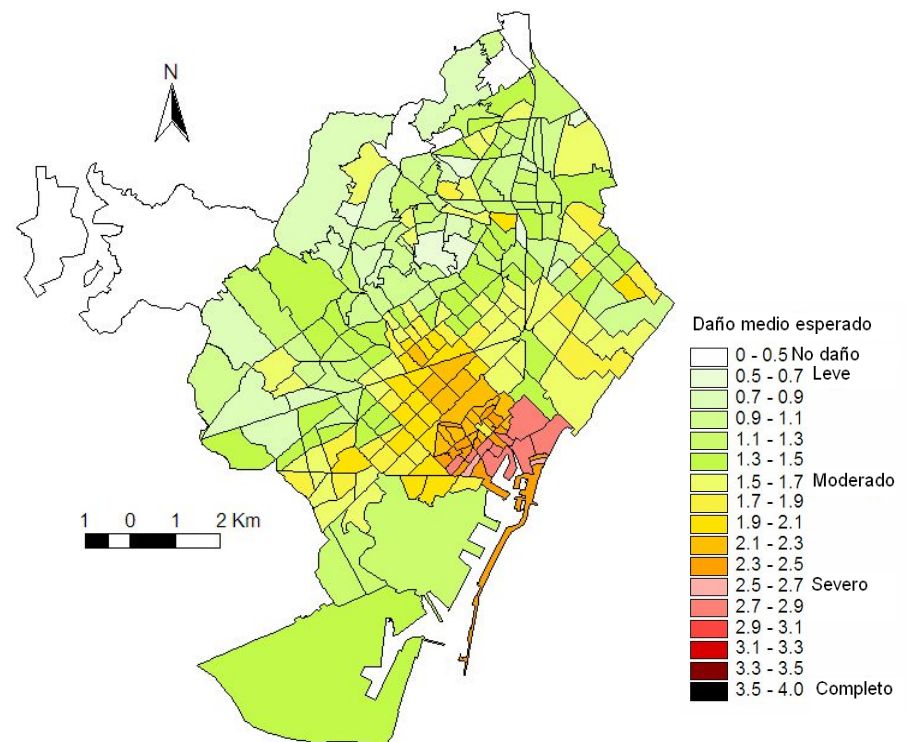


Figura 21.- Distribución del grado de daño medio esperado por ZRP para el escenario probabilista. Método del espectro de capacidad.

Tabla 7.-

Matrices de probabilidad de daño para los edificios de mampostería de Barcelona obtenidas mediante el método del espectro de capacidad. d^* es el factor central de daño considerando 4 estados de daño diferentes del estado de daño nulo.

| | Zona | Escenario determinista | | | | | | Escenario probabilista | | | | | |
|--------------------|------|---------------------------------------|-------|-------|-------|-------|--------------|--|-------|-------|-------|-------|--------------|
| | | Probabilidades de los estados de daño | | | | | d^* | Probabilidades de los estados de daños | | | | | d^* |
| | | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | |
| Edificios bajos | I | 0,950 | 0,037 | 0,011 | 0,002 | 0,000 | 0,066 | 0.632 | 0.257 | 0.095 | 0.014 | 0.002 | 0.498 |
| | II | 0,737 | 0,189 | 0,063 | 0,009 | 0,001 | 0,349 | 0.287 | 0.416 | 0.249 | 0.042 | 0.006 | 1.065 |
| | III | 0,917 | 0,061 | 0,018 | 0,003 | 0,001 | 0,109 | 0.431 | 0.365 | 0.173 | 0.027 | 0.004 | 0.807 |
| | R | 1,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,001 | 0.981 | 0.013 | 0.004 | 0.002 | 0.000 | 0.025 |
| Edificios medianos | I | 0,003 | 0,166 | 0,399 | 0,353 | 0,079 | 2,339 | 0.000 | 0.032 | 0.322 | 0.453 | 0.193 | 2.807 |
| | II | 0,121 | 0,384 | 0,289 | 0,189 | 0,017 | 1,598 | 0.007 | 0.160 | 0.419 | 0.347 | 0.067 | 2.306 |
| | III | 0,273 | 0,364 | 0,215 | 0,139 | 0,009 | 1,247 | 0.029 | 0.270 | 0.395 | 0.271 | 0.035 | 2.012 |
| | R | 0,623 | 0,193 | 0,105 | 0,076 | 0,003 | 0,642 | 0.109 | 0.391 | 0.305 | 0.181 | 0.014 | 1.600 |
| Edificios altos | I | 0,003 | 0,145 | 0,389 | 0,371 | 0,092 | 2,404 | 0.000 | 0.019 | 0.248 | 0.464 | 0.269 | 2.983 |
| | II | 0,135 | 0,388 | 0,281 | 0,178 | 0,018 | 1,556 | 0.002 | 0.133 | 0.385 | 0.381 | 0.099 | 2.441 |
| | III | 0,307 | 0,369 | 0,195 | 0,120 | 0,009 | 1,155 | 0.014 | 0.23 | 0.386 | 0.307 | 0.056 | 2.154 |
| | R | 0,647 | 0,205 | 0,086 | 0,059 | 0,003 | 0,566 | 0.632 | 0.257 | 0.095 | 0.014 | 0.002 | 0.498 |

Zonas correspondientes a la Microzonificación sísmica de la ciudad:

R – Afloramiento rocoso. I – Suelos blandos. II y III – Suelos intermedios.

Estados de daño: 0-Nulo, 1-Leve, 2-moderado, 3-Severo, 4-Completo.

d^* es el estado de daño medio o factor central de daño.

4. RESUMEN, DISCUSIÓN Y CONCLUSIÓN

En este trabajo se han expuesto dos metodologías de generación y análisis de escenarios de daño sísmico entendidos como la predicción de la situación esperable en caso de ocurrir un terremoto. Ambos métodos se han aplicado a una ciudad situada en una región donde el peligro sísmico es bajo.

El método del índice de vulnerabilidad considera la acción en términos de intensidad macrosísmica y caracteriza la vulnerabilidad del edificio mediante un índice. La predicción del daño esperado se efectúa a partir del ajuste de funciones semiempíricas que permiten estimar, de forma completa, tanto el daño esperado o estado de daño más probable, como las probabilidades de ocurrencia de cada uno de los estados de daño. El método es extremadamente versátil para caracterizar el comportamiento sísmico de los edificios dado que permite modular el índice de vulnerabilidad representativo de la clase, mediante modificadores regionales y de edificio. De esta forma un mismo tipo de edificio puede recorrer un amplio rango de índices y, por lo tanto, de acuerdo a la escala macrosísmica EMS'98, un amplio rango de vulnerabilidades. La aplicación a grandes núcleos urbanos es rápida y sencilla y permite obtener escenarios robustos cuando se interpretan desde la óptica probabilista.

El método del espectro de capacidad se basa en el análisis del comportamiento mecánico de los edificios. Efectivamente puede entenderse como un método avanzado que han incorporado nuevas metodologías de análisis de daño y de riesgo sísmico en grandes aglomeraciones urbanas. Con todo requiere una mayor cantidad y calidad de información, tanto

en lo que se refiere a la acción sísmica como en lo que se refiere a la caracterización de la fragilidad de los edificios. Para lo primero se requieren datos de aceleración sísmica; para lo segundo se requiere analizar modelos mecánicos de los edificios mediante programas de análisis no lineal de estructuras, para lo que se requieren también importantes simplificaciones. Se trata pues de un método potente pero costoso en tiempo de cómputo y en cantidad y calidad de datos.

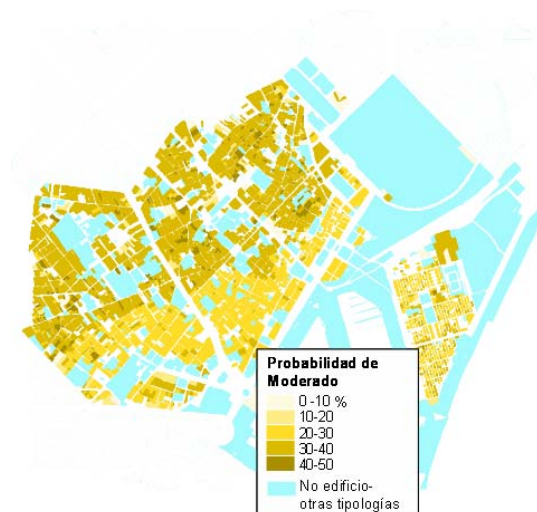


Figura 22.- Probabilidad del estado de daño *Moderado* en el distrito de *Ciutat Vella* para el escenario determinista y el método del espectro de capacidad.

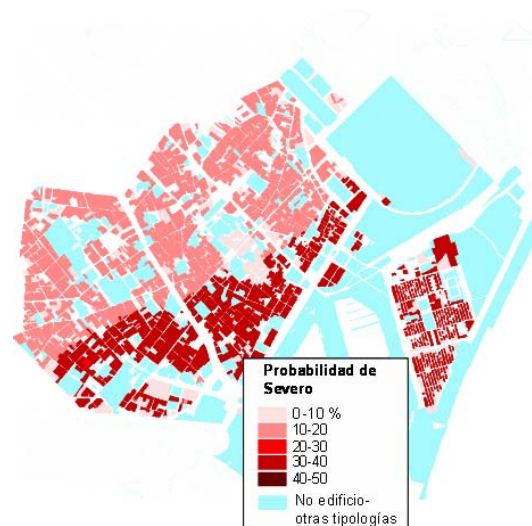


Figura 23.- Probabilidad del estado de daño *Severo* en el distrito de *Ciutat Vella* para el escenario determinista y el método del espectro de capacidad.

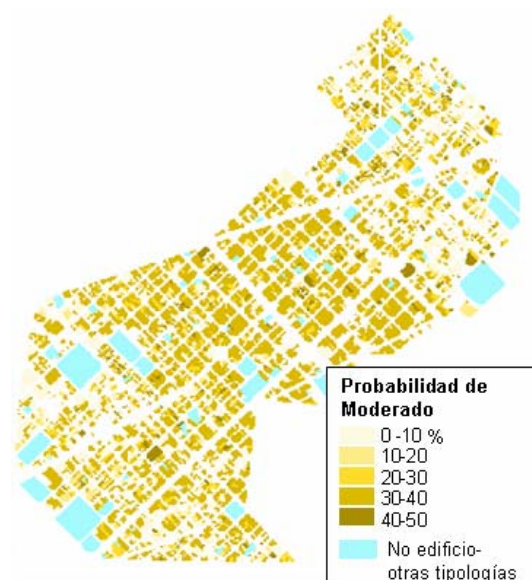


Figura 24.- Probabilidad del estado de daño *moderado* en el distrito de *l'Eixample* para el escenario probabilista y el método del espectro de capacidad.

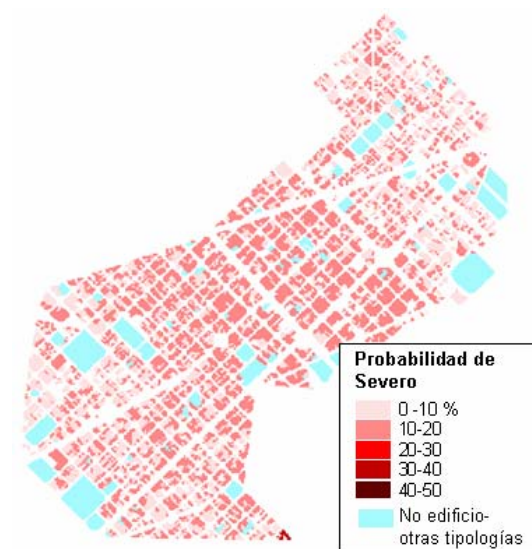


Figura 25.- Probabilidad del estado de daño *Severo* en el distrito de *l'Eixample* para el escenario probabilista y el método del espectro de capacidad..

La aplicación de ambos métodos a la ciudad de Barcelona ha proporcionado resultados consistentes. El análisis de un escenario determinista y de un escenario probabilista ha permitido predecir, con un importante nivel de detalle, la situación que la ocurrencia de estos

terremotos produciría en la ciudad. A pesar de que el método del espectro de capacidad puede considerarse más puntero e ingenieril que el método del índice de vulnerabilidad, su aplicación a la ciudad se basa sólo en el modelado y caracterización de 6 tipos de edificios. Todos los edificios de la ciudad se suponen bien representados por alguna de estas 6 clases estructurales. El método del índice de vulnerabilidad permite afinar más y, de forma más sencilla, permite representar una amplia gama de tipos de edificios así como discriminar, dentro de cada tipología, las características geométricas y de posición dentro de agregados de los edificios individuales. Así pues, consideramos que el método del índice de vulnerabilidad en el caso de Barcelona proporciona una imagen más detallada y realista de los escenarios de daño. Los principales motivos de esta afirmación residen por una parte en la definición de la acción sísmica y por otra en la versatilidad y facilidad en la caracterización de los edificios. Barcelona no dispone de ningún dato de aceleración y sí de intensidad. La caracterización de los edificios es más fina en el método del índice de vulnerabilidad que en el método del espectro de capacidad. Con todo el método del espectro de capacidad también permite obtener excelentes resultados, afina más en la definición de la acción sísmica y en el comportamiento dinámico de los edificios.

A pesar de la dificultad de comparar de forma directa los resultados obtenidos mediante ambos métodos, comparación que se complica al considerar diferentes estados de daño, ambos métodos han dado resultados consistentes, poniendo de manifiesto la alta vulnerabilidad y fragilidad de los edificios de Barcelona donde, el relativamente bajo peligro sísmico y el rápido crecimiento de la población han producido un entorno urbano altamente vulnerable a la acción de los terremotos haciendo predecibles daños importantes para terremotos relativamente pequeños.

El daño físico directo es el punto de partida para la consideración del riesgo que incluye daños a la población, a las instituciones y servicios así como al funcionamiento del sistema económico y social que sobrepasa el ámbito definido por la división territorial de una ciudad. Existen estudios (ver por ejemplo ATC-13 1985; Coburn y Spence, 1992; 2002) que proporcionan herramientas para incorporar al análisis del daño otros aspectos como por ejemplo el número de heridos y muertos, el número de personas sin hogar, el volumen de escombros y el costo económico entre otros. Estas herramientas, en general, suelen ser fórmulas empíricas compatibles con datos de terremotos ocurridos en el pasado y suelen basarse en el conocimiento de las probabilidades de ocurrencia de los estados de daño físico. Por lo tanto, tanto los métodos expuestos, como el caso de aplicación aquí presentado constituyen una herramienta importante previa a otros análisis más sofisticados de riesgo sísmico.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido parcialmente financiado por el Ministerio de Educación y Ciencia de España y con fondos FEDER en los proyectos con números de referencia REN2002-03365/RIES, REN2003-07170 RIES, GLC2004-22325-E y CGL-2005-04541-C03-02/BTE y por la Comisión Europea mediante el proyecto RISK-UE, contrato No. EVK4-CT-2000-00014.

REFERENCIAS

- Grünthal, G. (editor) (1998). *European Macroseismic Scale 1998*, Centre Européen de Géodynamique et Séismologie, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Volume 15, Luxemburg.
- Angeletti, P., Bellina, A., Grandori, E., Moretti, A. y Petrini, V. (1988). *Comparison between vulnerability assessment and damage index, some results*, Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 7, 181-186.
- ATC-13 (1985). *Earthquake Damage Evaluation Data for California*, ATC-13, (FEMA), Applied Technology Council. Redwood City, CA.

- ATC-25 (1991) *Seismic vulnerability and impact of disruption of lifelines in the conterminous United States*. ATC-25, (FEMA), Applied Technology Council (1991). Redwood City, CA.
- ATC-40 (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Applied Technology Council, Report: SSC 96-01, Volume 1, Seismic Safety Commission, Redwood City, California.
- Barbat, A. H. (1998). *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*, Calidad Siderúrgica, Madrid.
- Barbat, A. H., Yépez, F. y Canas, J. A. (1996). Damage scenarios simulation for seismic risk assessment in urban zones, *Earthquake Spectra*, 12(3), 371-394.
- Barbat, A. H., Mena, U. y Yépez, F. (1998). Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 14(2), 247-268.
- Barbat, A. H., Lagomarsino, S. and Pujades, L. G. (2006). Vulnerability assessment of dwelling buildings, in *Assessing and Managing Earthquake Risk*, Sousa, C., Roca, A. and Goula, X., editors, Springer, Dordrecht, The Netherlands.
- Benedetti, D. y Petrini, V. (1984). Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: Proposte di un metodo di valutazione, *L'industria delle Costruzioni*, 149, 66-78.
- Benedetti, D., Benzoni, G. and Parisi, M. A. (1988). Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 183-201.
- Bonett, R.L., Barbat, A. H., Pujades, L. G., Lagomarsino, S. and Penna, A. (2004). *Performance assessment for unreinforced masonry buildings in low seismic hazard areas*. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver B.C (Canadá), CD.
- Bonett, R.L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Tesis doctoral. Dpto. Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. 474 pp.
- Cardona O. D. y Barbat, A. H. (2000). *El riesgo sísmico y su prevención*, Calidad Siderúrgica, Madrid.
- Carr, A. (2000) Inelastic Dynamic Analysis Program: RUAUMOKO and Post-processor for RUAUMOKO, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.
- Cerdà, I. (1968) *Teoría General de la Urbanización. Reforma y Ensanche de Barcelona*. Reedición: Instituto de estudios fiscales. Barcelona, 1968.
- Cid, J. (1998). *Zonificación sísmica de la ciudad de Barcelona basada en métodos de simulación numérica de efectos locales*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Cid, J., Susagna, T., Goula, X., Chavarria, L., Figueras, S., Fleta, J., Casas, A. y A. Roca, (2001). Seismic Zonation of Barcelona Based on Numerical Simulation of Site Effects. *Pure Applied Geophysics*. Vol. 158.
- Coburn, A. and R. Spence (2002). *Earthquake Protection*. Second edition. John Wiley & Sons, Chichester (England).
- Coburn, A. and R. Spence (1992). *Earthquake Protection*. John Wiley & Sons, Chichester (England).
- EC-8 (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Comité Européen de Normalisation., CEN Brussels.
- Fajfar, P. (2002). Structural analysis in earthquake engineering - A breakthrough of simplified non-linear methods. *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London.
- Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 23-67.
- HAZUS 99-SR2 (2002). *HAZUS Technical Manual*, Federal Emergency Management Agency, FEMA & National Institute of Building Sciences, NIBS, Washington D.C., Vol. 1, 2, 3.
- Galasco, M., Lagomarsino, S. y Penna, A. (2002). *TREMURI Program: Seismic Analyser of 3D Masonry Buildings*, Universidad de Genova.
- García Espuche, A. (1990). *El quadrat d'or. Centre de la Barcelona modernista. La formació*

- d'un espai urbà privilegiat*. Olimpiada cultural Barcelona'92. Lunwerg Editores. 315 pp.
- Giovinazzi, S. y Lagomarsino, S. (2002). *WP04: Guidelines for the implementation of the I level methodology for the vulnerability assessment of current buildings*. Genoa.
- Giovinazzi S. (2005). *The vulnerability assessment and the damage scenario in seismic risk analysis*. Ph D. Dissertation. 20 may 2005. Faculty of Engineering Department of Civil Engineering of the University of Florence. Italy. Electronic version online available at: <http://bib1lp1.rz.tu-bs.de/docportal/content/below/index.xml>(fecha de la última consulta 16 mayo 2006).
- Giovinazzi S. and Lagomarsino S. (2004). *A Macroseismic Model for the vulnerability assessment of buildings*. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada.
- Infocca (1999). *Funcions d'informació de Barcelona i Cartografia*, Informe interno. Institut Municipal d'Informàtica.IMI, Ajuntament de Barcelona.
- Irizarry J., Goula X. y Susagna, T. (2003). *Analytical formulation for the elastic acceleration-displacement response spectra adapted to Barcelona soil conditions*. Technical Report, Instituto Cartográfico de Cataluña, Barcelona.
- Lagomarsino, S. and Penna, A. (2003). *Guidelines for the implementation of the II level vulnerability methodology*. An advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns (RISK-UE).
- Lantada N. (2006). *Escenarios de riesgo sísmico en la ciudad de Barcelona*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. (en curso).
- Mc-Guirre R.K. (2004). *Seismic hazard and risk analysis*.EERI Publication No. MNO-10. Earthquake Engineering Research Institute. Oakland, California.
- Milutinovic Z. V. and Trendafiloski G. S. (2003). *Vulnerability of current buildings*, WP-4. report. Work Package 4 of RISK_UE Project, European Commission, EVK4-CT-2000-00014.
- Moreno, R.; Bairán, J.M., Pujades, L.G., Aparicio A.C. y A. Barbat (2004a). Evaluación probabilista del comportamiento de edificios porticados de hormigón armado. *Hormigón y Acero*. N. **232**, 2º trimestre 2004. pp. 125-136.
- Moreno, R., Pujades, L.G., Barbat, A.H. and A. C. Aparicio (2004b). Influence of masonry infills walls on the seismic behaviour of multi-storeys waffle slabs RC buildings. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver B.C (Canadá).
- Moreno, R. (2006). *Análisis no lineal estático y dinámico para la evaluación del riesgo sísmico en edificios: aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*.Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. (En curso).
- Olivera C. Redondo E., Lambert J. Riera Melis A. i A. Roca (2006). *Els terratrèmols dels segles XIV i XV a catalunya*. Ed. Institut Cartogràfic de Catalunya. Barcelona.
- Paricio, A. (2001). *Secrets d'un sistema constructiu: l'Eixample*. Universidad Politécnica de Cataluña. Ediciones UPC. Barcelona.
- Sandi, H. (1983). Earthquake risk and earthquake preparedness: some qualitative aspects and quantification possibilities, *Proceedings of the Seminar on Earthquake Preparedness*. UNDP/UNESCO/UNDRO Project for Earthquake Risk Reduction in the Balkan Region, Athens, 79-93.
- Secanell, R. (1999). *Avaluació de la perillositat sísmica a Catalunya: anàlisi de sensibilitat per a diferents models d'ocurrència i paràmetres sísmics*. Tesis doctoral. Universidad de Barcelona. 335 pp.
- Secanell, R., Goula, X., Susagna, T., Fleta, J. y Roca, A. (2004). Seismic hazard zonation of Catalonia, Spain integrating uncertainties. *Journal of Seismology* **8**(1): 24-40.
- Sponheuer, W. and Karnik, V., (1964). Neue seismische Skala, in Sponheuer, W., (ed), *Proc. 7th Symposium of the ESC*, Jena, 24-30 Sept. 1962, Veröff. Inst. f. Bodendyn. u. Erdbebenforsch. Jena d. Deutschen Akad. d. Wiss., No 77, pp 69-76.
- Wilches-Chaux G. (1989). *Desastres, ecologismo y formación profesional*, SENA, Popayán, Colombia.

Whitman, R. V., Reed, J. W. y Hong, S. T. (1973). Earthquake damage probability matrices, *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Roma.

EVALUACIÓN DEL CRITERIO QUE INCREMENTA EN 70% LA CARGA AXIAL POR SISMO EN COLUMNAS DE MARCOS DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO DISEÑADOS CONFORME AL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL MEXICANO

Arturo Tena Colunga

Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Edificio H, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F.
Correo electrónico: atc@correo.azc.uam.mx.

Héctor Correa Arizmendi

Ingeniero Estructurista, IOIS, S. A., Av. Barranca del Muerto 210, México, D.F.
Correo electrónico: hcorreaa@yahoo.com.mx.

RESUMEN

Se presentan los resultados de un estudio realizado a diferentes diseños de un edificio regular de 15 pisos con base en marcos dúctiles de concreto reforzado. Dicho estudio tiene como propósito detectar las diferencias entre los diseños que contemplan e ignoran la disposición de las secciones 7.3 y 7.3.5.1 de la propuesta de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-01) del Reglamento del Distrito Federal de México relacionada con el incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo para la obtención de la carga axial de diseño de columnas de marcos dúctiles diseñados con un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, así como comentar las implicaciones de la aplicación de esta disposición.

SUMMARY

This paper presents the results of a research study devoted to identify similarities and differences between the designs of special moment-resisting frames when sections 7.3 and 7.3.5.1 of the draft version for NTCC-01's of the Mexico's Federal District Code is incorporated or omitted. These sections request to increment in 70 percent the axial force's portion related to the lateral loads caused by earthquakes for the design of columns in special moment resisting frames designed with a response modification factor $Q=4$. Regular 15-story buildings structured with special moment resisting reinforced concrete frames were design for this purpose. Nonlinear dynamic analyses of such designs were conducted in order to assess the differences and discuss the implications that the application of these sections has on the design process and on the expected nonlinear behavior.

1 INTRODUCCIÓN

Las estructuras se diseñan para resistir sin colapso, aunque con daño estructural y no estructural, a lo que se denomina como sismo de diseño. Esto implica aceptar un comportamiento no lineal de importancia y ser racional en el diseño, reduciendo las fuerzas laterales con un factor de reducción de fuerzas por comportamiento inelástico (Q' en los reglamentos de México, R_μ en la literatura internacional) para suministrar a la estructura una resistencia varias veces menor a la requerida para mantenerla en el intervalo elástico (Figura 1).

Una de las razones que establecen los reglamentos de diseño sísmico de México para poder dividir entre Q' es la reducción de fuerzas laterales que se justifica por el comportamiento no lineal global de la estructura (supuesto de manera simplista como elastoplástico, Figura 1), el cual es afectado por la no simultaneidad y no uniformidad en la formación de las articulaciones plásticas.

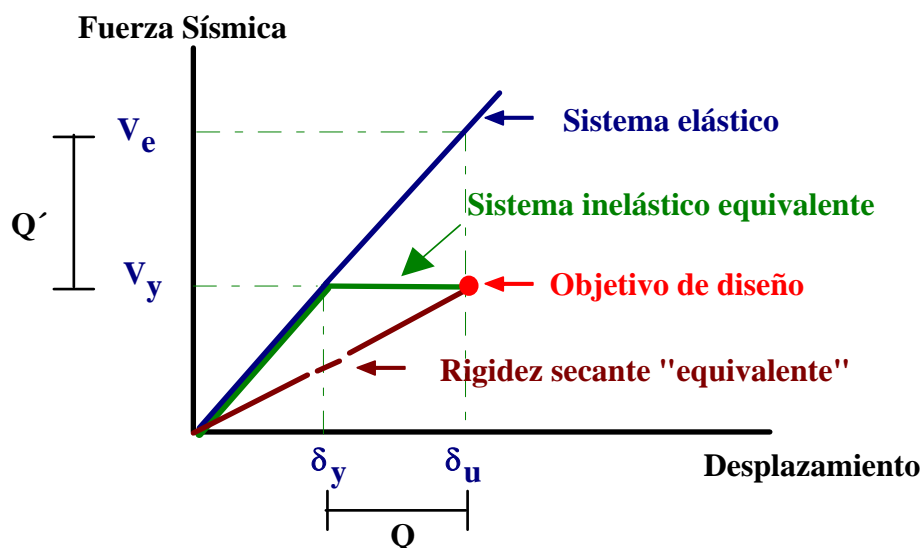


Figura 1 Conceptualización del: a) factor de comportamiento sísmico Q y, b) factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño Q' , de los reglamentos de diseño sísmico de México, considerando que, por simplicidad, se supone que el sistema inelástico equivalente tiene un comportamiento elastoplástico perfecto.

En el diseño de estructuras de marcos esbeltos o flexibles existe generalmente un aumento de los momentos de volteo y consecuentemente de las cargas axiales en las columnas, incremento que en ocasiones no se toma en cuenta en el análisis elástico realizado con fuerzas laterales reducidas, y que es particularmente importante en las columnas de los primeros entresijos de edificios altos y esbeltos.

Este fenómeno ha motivado la propuesta de algunos enfoques para el diseño de columnas de marcos dúctiles de concreto con los que se pretende cubrir la posibilidad que la fuerza sísmica horizontal exceda a la obtenida dividiendo el coeficiente sísmico entre el factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, Q' , a pesar que estos marcos no formen parte de estructuras flexibles o esbeltos.

Estas propuestas, que como se comenta en Luna (2000) y Luna y Tena (2002), están basadas en estudios metodológicamente inapropiados, han sido impuestas desde 1987 en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

(NTCC) del Reglamento para Construcciones del Distrito Federal de México, sin evaluar su impacto en los diseños que se obtienen al aplicarlas. Las NTCC son ampliamente adoptadas sin mayores variantes por reglamentos estatales y municipales en México.

De esta manera, en la revisión de las NTCC publicada en 1996 (NTCC-96), se estableció que al calcular la carga axial de diseño de columnas de marcos dúctiles para la cual se valúe el momento resistente M_c de una columna, la fracción de dicha carga debida al sismo debería tomarse igual a 1.7 veces la calculada a partir del análisis cuando esto conduzca a un momento resistente menor.

Esta disposición ha tenido un impacto muy negativo, pues complica enormemente el proceso de diseño de marcos dúctiles. Los diseñadores mexicanos han tenido que realizar prediseños prácticamente de forma manual por no contar con el software adecuado, ya que al no existir esta disposición en ningún otro reglamento vanguardista en el ámbito internacional y siendo los programas de análisis y diseño más utilizados en los despachos de ingeniería en México aún de procedencia extranjera, no incorporan estas disposiciones. Todo esto, entre otras razones, desincentivaba el que se diseñara con marcos dúctiles de concreto reforzado en México (Riobóo, 1995).

Por esta razón, en la propuesta de NTCC-01, se estableció que el incremento del setenta por ciento de la carga axial debida al sismo aplicaría sólo para el diseño de estructuras con $Q=4$, lo que libera de esta disposición sin sustento a los marcos dúctiles diseñados con $Q=3$. Sin embargo, en opinión de los autores, esta modificación es claramente insuficiente e insatisfactoria a la luz de lo expuesto anteriormente.

Por lo anterior, se realizó un estudio en diferentes diseños hechos para un edificio regular de 15 pisos con base en marcos dúctiles de concreto reforzado, diseñados con factor de comportamiento sísmico $Q = 4$. Dicho estudio tiene como propósito detectar las diferencias entre los diseños que contemplan e ignoran la disposición de las secciones 7.3 y 7.3.5.1 de las NTCC-01, relacionada con el incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo para la obtención de la carga axial de diseño empleada en el dimensionamiento de las columnas de marcos dúctiles diseñados con $Q = 4$, así como comentar las implicaciones de la aplicación de esta disposición.

Para tal efecto, se diseñaron las columnas del edificio en estudio considerando y omitiendo esta disposición y apegándose totalmente al resto de los criterios de la propuesta de las NTCC-01 y de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS). Se consideró que los modelos de edificio se encuentran ubicados en la subzona IIIb del Distrito Federal, pues a ésta le corresponde el espectro de diseño con mayor coeficiente sísmico, y en esta zona está ubicada la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), lugar donde se obtuvo lo que es hasta la fecha el acelerograma más intenso registrado en terreno blando en México y en el mundo, del cual se tomó la componente E-W del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, con el fin de tener un registro representativo y de características similares al sismo máximo contemplado por el Reglamento del Distrito Federal, del cual se pretenden evaluar sus criterios.

Para efectuar los análisis no lineales se utilizó el programa DRAIN-2DX (Prakash *et al.* 1992), utilizando modelos que consideran la acción del diafragma rígido y por tanto distribuyen las fuerzas sísmicas entre los marcos que resisten en una misma dirección. Se consideraron los efectos $P-\Delta$ y no se tomó en cuenta la interacción suelo-estructura. El estudio se hizo considerando resistencias nominales y fuentes adicionales de resistencia (sobrerresistencia).

Cabe señalar que, recientemente, los miembros del Comité de las Normas de Concreto decidieron modificar esta disposición y establecer ahora en las NTCC-04 vigentes que, en marcos dúctiles diseñados con $Q=4$ con relación altura-base mayor que 2.0, y que se encuentren en la zona III, al dimensionar por flexocompresión, se incremente 50 por ciento la fuerza axial y el momento flexionante debidos al sismo. Aunque con este cambio no se tienen tantas complicaciones en el diseño como con el criterio anterior, los autores la consideran una medida arbitraria, dado que la misma no está justificada en estudios específicos previos a su aprobación.

2 EDIFICIO EN ESTUDIO Y METODOLOGÍA DE DISEÑO

2.1 Descripción de la estructura y modelos de análisis

Se trata de un edificio de oficinas regular en planta y en elevación (figura 2). La estructuración del edificio es totalmente simétrica, con cuatro crujeas en la dirección x y tres en la dirección y con claros de 8 y 7 m respectivamente. En la dirección x se dispusieron además vigas secundarias. El edificio consta de 15 niveles con alturas típicas de entrepiso de 3.4 m, lo que da una altura total de 51 m (figura 2).

La aplicación u omisión del incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo para la determinación de la carga axial de diseño, empleada en el dimensionamiento de las columnas establece la diferencia entre los modelos de estudio. El modelo denominado DQ4CP1.7 es el que incorpora el 70% de incremento en la carga axial, mientras que el modelo DQ4CP ignora este incremento. Q4 y CP denotan que el factor de comportamiento sísmico es cuatro y que el análisis sísmico se hizo conforme a la propuesta de diseño tradicional que establece el cuerpo principal de la propuesta de NTCS-01.

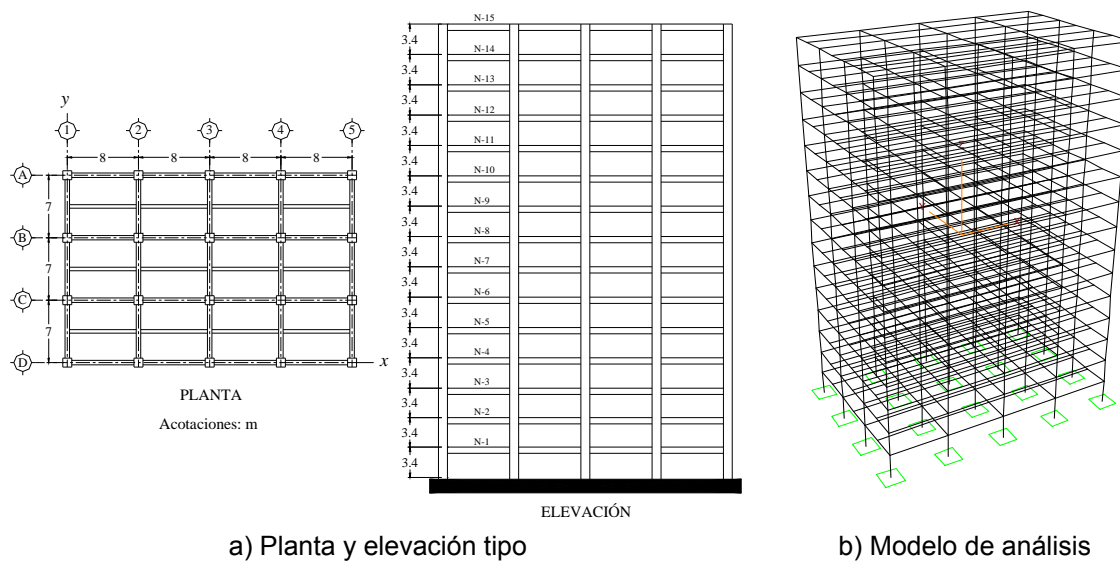


Figura 2 Edificio en estudio.

3 METODOLOGÍA DE DISEÑO

El cálculo estructural se realizó con el programa de análisis y diseño de edificios de concreto ECOgcW versión 2.06 (Corona, 2003), el cual aplica las disposiciones del Reglamento

para las Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto (NTCC) para el diseño de miembros a flexión y flexocompresión biaxial. Con este software se determinaron las fuerzas sísmicas laterales mediante un análisis dinámico modal espectral y se incluyeron los efectos P- Δ . En la figura 2 se presenta el modelo tridimensional del edificio en estudio en el programa ECOgcW.

3.1 Consideraciones para el análisis estructural

Con la finalidad de obtener estimaciones razonables de los periodos fundamentales de cada modelo en su condición inicial (elástica) y última (inelástica) y consecuentemente tener una buena estimación de las demandas sísmicas incorporando tanto un sismo frecuente (de servicio) como uno intenso (de diseño), se consideraron dos modelos de análisis para cada uno de los edificios tipo estudiados: (1) uno en el cual se modeló a todos los miembros estructurales con propiedades de secciones brutas, tomando en cuenta que todo edificio nuevo que aún no experimenta sismo alguno se encuentra en tales condiciones antes de afrontar a su primer sismo (sea intenso o no) y, (2) otro en el cual se modeló de manera muy cruda y aproximada el agrietamiento de las vigas, tomando el momento de inercia de las mismas igual a la mitad del momento de inercia de la sección bruta, tal y como se establece en el artículo 1.3.1 de la propuesta de NTCC-01. Tal modelación considera ya una degradación importante de la rigidez de las vigas, que para una estructura diseñada con reglamentos modernos sólo puede estar asociada a un estado último de deformación, por lo que con tal modelación se obtiene una rigidez secante equivalente que lidera a obtener el periodo esperado al estado último de deformación esperado por el Reglamento (δ_u , figura 1). Esta modelación propuesta por las NTCC y otros reglamentos internacionales como el ACI es imperfecta (aunque endiosada por algunos colegas), pues entre otras cosas, es bien conocido que la degradación de rigidez de las vigas de los marcos en elevación y en planta no es uniforme, como se ilustrará secciones más adelante (sección 5.2, fig 27). Cabe señalar que una pérdida del 50% de la rigidez de las vigas está asociada a rotaciones plásticas y agrietamientos importantes, observables a simple vista.

En este trabajo, en los modelos de análisis estructural se consideraron que las secciones de las vigas son rectangulares; es decir, no se tomó en cuenta la participación de la losa, lo cual es representativo de lo que se hace en muchos despachos de cálculo, según se ha obtenido en varias encuestas realizadas en despachos de diseño estructural de México (Fuentes 2000, Correa 2005).

Por fines de absoluta congruencia con las hipótesis hechas en las NTCS, se revisó el cumplimiento de las distorsiones de entrepiso permisibles según lo establecen las NTCS (multiplicar por Q las distorsiones obtenidas a partir de un análisis elástico con las fuerzas sísmicas ya reducidas por Q') con los modelos que consideran secciones brutas de las vigas. También se determinaron para estos modelos con secciones brutas las demandas preliminares de refuerzo para los miembros estructurales, realizando una revisión final empleando para cada uno el modelo que tomaba en cuenta el agrietamiento de las vigas. Finalmente, con los modelos que consideran el agrietamiento de las vigas (modelo secante equivalente) también se revisó que las distorsiones obtenidas, sin multiplicar por Q, no sobrepasaran los límites de distorsión permisible. Los suministros de refuerzo quedaron así definidos de tal suerte que se satisficieran simultáneamente las demandas de ambos modelos, considerando el agrietamiento de las vigas y sin considerar el agrietamiento de las vigas.

Es importante mencionar que otro de los efectos del agrietamiento de las estructuras es el aumento del amortiguamiento y los espectros para diseño sísmico ofrecidos por las NTCS están definidos para un valor fijo de 5% del amortiguamiento crítico, por lo que no se puede modelar bien este efecto.

Con estas consideraciones el periodo fundamental de la estructura considerando las secciones brutas fue $T_e=1.61s$ mientras que al considerar el agrietamiento aumento a $T_{agr}=2.15s$ (dirección x). En la dirección y se tuvieron los periodos $T_e=1.17s$ y $T_{agr}=1.48s$ considerando secciones brutas y agrietadas respectivamente.

3.2 Consideraciones para el diseño estructural

Se supuso que los elementos no estructurales están perfectamente desligados de la estructura, por lo que se adoptó como distorsión de entrepiso límite el valor:

$$\gamma Q = 0.012 \quad (1)$$

donde γ es la distorsión de entrepiso producida por las acciones sísmicas calculadas con las ordenadas espectrales reducidas por Q' y Q es el factor de comportamiento sísmico (figura 1).

El criterio para determinar el tamaño de las secciones transversales de columnas y vigas fue satisfacer casi al límite, pero sin salirse de lo práctico y entrar en lo inconstruible, las distorsiones de entrepiso permisibles en el cuerpo principal de las NTCS-01, a la vez que las secciones obtenidas admitían el refuerzo necesario dentro de los límites establecidos en la propuesta de NTCC-01 para tener la resistencia requerida. Esto con la finalidad que los resultados del estudio correspondan a una situación límite o crítica. De esta manera, la sección transversal de las columnas se varió cada cinco niveles.

En un principio, como el edificio tiene forma rectangular, se pensó en utilizar columnas rectangulares orientadas de tal manera que su momento de inercia mayor coincidiera con el lado corto del edificio para dar mayor rigidez global al edificio en esta dirección; sin embargo, como se notó posteriormente que las vigas en la dirección corta demandaban de grandes secciones, fue posible utilizar columnas de sección transversal cuadrada, ya que al ser un edificio estructurado con marcos momento-resistentes, la rigidez lateral de la estructura en la dirección corta aumentó notablemente con el aumento de las secciones transversales de las trabes en esta dirección.

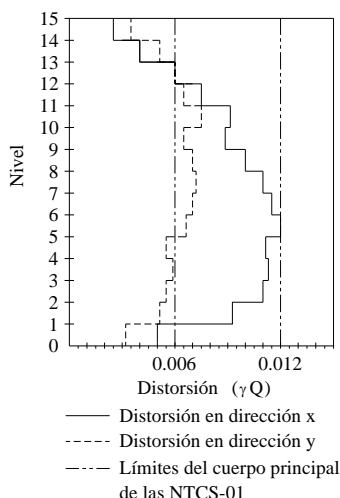


Figura 3 Distorsiones de entrepiso de diseño (modelo con secciones brutas)

El hecho que las vigas paralelas a la dirección y resultaran con una sección importante, le confirió al edificio una rigidez lateral mayor en este sentido que en el largo, lo cual se

evidencia con las distorsiones de entrepiso que sufre la estructura con las secciones elegidas (figura 3).

Las trabes paralelas al eje y de todos los modelos tuvieron problemas con resistencia a fuerza cortante, ya que al recibir la descarga de las vigas secundarias, están sometidas a cortantes elevados. Este problema fue más frecuente en los primeros entresijos, lugar donde el cortante debido a sismo es mayor.

Las dimensiones de las vigas paralelas al eje x fueron establecidas para dar rigidez lateral en ese sentido a la estructura. Para su dimensionamiento no rigieron los criterios de resistencia, sino que se buscó tener secciones tales que no fuera necesario incrementar las dimensiones de las columnas para cumplir con las distorsiones de entrepiso permisibles por el RCDF. Como se mencionó arriba, aunque la dirección x corresponde al lado largo del edificio, resultó ser finalmente la dirección más flexible, por lo que si se hubieran adoptado secciones menores de trabes en esta dirección, aunque hubieran admitido el refuerzo longitudinal y transversal dentro de los límites permisibles teniendo la resistencia requerida, hubiera sido necesario incrementar la sección de las columnas en este sentido para cumplir con las distorsiones de entrepiso permisibles.

Para el diseño y detallado de los elementos estructurales de los modelos se aplicaron las disposiciones para marcos dúctiles de la propuesta de NTCC-01. En el diseño de trabes por fuerza cortante, así como para el diseño de las columnas por flexocompresión y cortante, se empleó siempre el método riguroso de la propuesta de NTCC-01 que se basa en los principios de diseño por capacidad. Para la revisión de la resistencia a flexión mínima de las columnas de la sección 7.3.2 de la propuesta de NTCC-01 se tomó la carga axial correspondiente a la combinación que rigió para el diseño. Es importante mencionar que la propuesta de NTCC-01 no indica qué carga axial debe adoptarse para realizar esta revisión.

4 DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 Descripción de las secciones de diseño

Las columnas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 presentan tres secciones transversales diferentes; 100 x 100 cm (columnas C1) de los entresijos uno a cinco, 80 x 80 cm (columnas C2) de los entresijos seis a diez y 65 x 65 cm (columnas C3) de los entresijos once a quince (tablas 2 y 4). El refuerzo longitudinal se encuentra uniformemente distribuido en todos los casos (figuras 4 y 5).

Como para la adopción de las secciones de las columnas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 rigió el cumplimiento de la distorsión de entrepiso permisible, no fue necesario incrementar la sección de las columnas del modelo DQ4CP1.7 con respecto a las del DQ4CP, limitándose así las diferencias entre las columnas de uno y otro modelo a la cuantía de refuerzo longitudinal. El factor 1.7 interviene sólo en el diseño de las columnas, razón por la cual las vigas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 resultaron idénticas.

Las diferencias entre los diseños DQ4CP y DQ4CP1.7 se presentan fundamentalmente en las columnas ubicadas en los primeros entresijos y en la periferia del edificio. Las columnas del modelo DQ4CP1.7 situadas en los lugares comentados demandan de mayores cantidades de acero. En las tablas 1 y 3 se han sombreado las celdas correspondientes a las columnas que resultaron con armados diferentes. En las tablas 2 y 4 se observa la diferencia cuantitativa en cuanto al refuerzo entre estas columnas.

Si bien algunas otras columnas de los primeros entresijos de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 no sombreadas en las tablas de tipificación de columnas presentaron diferencias en las demandas de refuerzo, éstas eran tan pequeñas que se desvanecían al diseñarlas sujetándose a los diámetros de varilla comerciales.

Las últimas columnas del primer grupo (columnas C1) de ambos modelos, que se encuentran del entresijo tres al cinco, están reforzadas por flexocompresión con la cuantía mínima, por lo cual no se observan diferencias entre el modelo DQ4CP y DQ4CP1.7. Las columnas centrales permanecen sin cambio en estos modelos, aún con cuantías de refuerzo longitudinal superiores a la mínima.

Las columnas de los niveles superiores (columnas C2 y C3) de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 no presentan diferencias en las demandas de refuerzo longitudinal, a pesar de estar reforzadas por flexocompresión con cuantías superiores a la mínima.

Tabla 1 Tipificación de las columnas del modelo DQ4CP

| Nivel | Columnas | | | | | | | | | |
|-------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | A1 y D1 | A2 y D2 | A3 y D3 | A4 y D4 | A5 y D5 | B1 y C1 | B2 y C2 | B3 y C3 | B4 y C4 | B5 y C5 |
| 1 | C1-R1 | C1-R2 | C1-R2 | C1-R2 | C1-R1 | C1-R3 | C1-R2 | C1-R2 | C1-R2 | C1-R3 |
| 2 | C1-R1 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R1 | C1-R5 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R5 |
| 3 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R5 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R5 |
| 4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R5 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R5 |
| 5 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R5 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R5 |
| 6 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R3 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R3 |
| 7 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R3 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R3 |
| 8 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R3 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R3 |
| 9 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R3 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R3 |
| 10 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R3 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R3 |
| 11 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R3 | C3-R2 | C3-R2 | C3-R2 | C3-R3 |
| 12 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R3 | C3-R2 | C3-R2 | C3-R2 | C3-R3 |
| 13 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R3 | C3-R2 | C3-R2 | C3-R2 | C3-R3 |
| 14 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 |
| 15 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 |

Tabla 2 Refuerzo de las columnas del modelo DQ4CP

| Sección | | Refuerzo para flexocompresión | | Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo) | |
|---------|------------------|-------------------------------|--------------------|---|---------------|
| Tipo | Dimensiones (cm) | Barras | Cuantía (ρ) | en los extremos | en el centro |
| C1-R1 | 100 x 100 | 48 # 8 | 0.0243 | 8 # 4 @ 10 cm | 8 # 4 @ 30 cm |
| C1-R2 | 100 x 100 | 34 # 8 | 0.0172 | 8 # 4 @ 10 cm | 8 # 4 @ 30 cm |
| C1-R3 | 100 x 100 | 36 # 8 | 0.0183 | 8 # 4 @ 10 cm | 8 # 4 @ 30 cm |
| C1-R4 | 100 x 100 | 26 # 8 | 0.0132 | 6 # 4 @ 10 cm | 6 # 4 @ 20 cm |
| C1-R5 | 100 x 100 | 32 # 8 | 0.0162 | 6 # 4 @ 10 cm | 6 # 4 @ 20 cm |
| C2-R1 | 80 x 80 | 16 # 8 | 0.0127 | 5 # 4 @ 10 cm | 5 # 4 @ 25 cm |
| C2-R2 | 80 x 80 | 20 # 8 | 0.0158 | 6 # 4 @ 10 cm | 6 # 4 @ 30 cm |
| C2-R3 | 80 x 80 | 32 # 8 | 0.0254 | 6 # 4 @ 10 cm | 6 # 4 @ 30 cm |
| C3-R1 | 65 x 65 | 12 # 8 | 0.0144 | 4 # 4 @ 10 cm | 4 # 4 @ 25 cm |
| C3-R2 | 65 x 65 | 16 # 8 | 0.0192 | 5 # 4 @ 10 cm | 5 # 4 @ 30 cm |
| C3-R3 | 65 x 65 | 24 # 8 | 0.0288 | 4 # 4 @ 10 cm | 4 # 4 @ 25 cm |

Tabla 3 Tipificación de las columnas del modelo DQ4CP1.7

| Nivel | Columnas | | | | | | | | | |
|-------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | A1 y D1 | A2 y D2 | A3 y D3 | A4 y D4 | A5 y D5 | B1 y C1 | B2 y C2 | B3 y C3 | B4 y C4 | B5 y C5 |

| | | | | | | | | | | |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | C1-R1 | C1-R2 | C1-R2 | C1-R2 | C1-R1 | C1-R1 | C1-R3 | C1-R3 | C1-R3 | C1-R1 |
| | C1-R1 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R1 | C1-R1 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R1 |
| | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R5 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R5 |
| | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R5 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R5 |
| | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R5 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R4 | C1-R5 |
| | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R3 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R3 |
| | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R3 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R3 |
| | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R3 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R3 |
| | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R3 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R3 |
| 0 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R1 | C2-R3 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R2 | C2-R3 |
| 1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R3 | C3-R2 | C3-R2 | C3-R2 | C3-R3 |
| 2 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R3 | C3-R2 | C3-R2 | C3-R2 | C3-R3 |
| 3 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R3 | C3-R2 | C3-R2 | C3-R2 | C3-R3 |
| 4 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 |
| 5 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 | C3-R1 |

Tabla 4 Refuerzo de las columnas del modelo DQ4CP1.7

| Sección | | Refuerzo para flexocompresión | | Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo) | |
|---------|---------------------|-------------------------------|--------------------|--|---------------|
| Tipo | Dimensiones (cm) | Barras | cuantía (ρ) | en los extremos | en el centro |
| C1-R1 | 100 x 100 | 48 # 8 | 0.0243 | 8 # 4 @ 10 cm | 8 # 4 @ 30 cm |
| C1-R2 | 100 x 100 | 36 # 8 | 0.0183 | 8 # 4 @ 10 cm | 8 # 4 @ 30 cm |
| C1-R3 | 100 x 100 | 34 # 8 | 0.0172 | 8 # 4 @ 10 cm | 8 # 4 @ 30 cm |
| C1-R4 | 100 x 100 | 26 # 8 | 0.0132 | 6 # 4 @ 10 cm | 6 # 4 @ 20 cm |
| C1-R5 | 100 x 100 | 32 # 8 | 0.0162 | 6 # 4 @ 10 cm | 6 # 4 @ 20 cm |
| C2-R1 | 80 x 80 | 16 # 8 | 0.0127 | 5 # 4 @ 10 cm | 5 # 4 @ 25 cm |
| C2-R2 | 80 x 80 | 20 # 8 | 0.0158 | 6 # 4 @ 10 cm | 6 # 4 @ 30 cm |
| C2-R3 | 80 x 80 | 32 # 8 | 0.0254 | 6 # 4 @ 10 cm | 6 # 4 @ 30 cm |
| C3-R1 | 65 x 65 | 12 # 8 | 0.0144 | 4 # 4 @ 10 cm | 4 # 4 @ 25 cm |
| C3-R2 | 65 x 65 | 16 # 8 | 0.0192 | 5 # 4 @ 10 cm | 5 # 4 @ 30 cm |
| C3-R3 | 65 x 65 | 24 # 8 | 0.0288 | 4 # 4 @ 10 cm | 4 # 4 @ 25 cm |

Algunas columnas que bajo carga gravitacional están sometidas a cargas axiales pequeñas por estar en la periferia del edificio y corresponderles un área tributaria reducida, por sismo podrían estar sometidas a cargas axiales altas, inclusive de tensión. Mediante las combinaciones de carga podría compensarse y llevar a tener una carga axial de diseño baja. Esto, aunado a que muchas de estas columnas ubicadas en los entrepisos superiores resultan tener el refuerzo mínimo, provoca que tengan una pobre resistencia a flexión. Fue así que al realizar la revisión de la resistencia mínima a flexión de las columnas conforme al artículo 7.3.2.1 de la propuesta de NTCC-01, se detectó que las columnas B1, C1, B5 y C5 de los niveles seis en adelante, no tenían la resistencia mínima a flexión requerida, por lo que fue necesario incrementar la cuantía de refuerzo longitudinal.

Aunque las columnas B2, C2, B4 y C4 no se encuentran en la periferia del edificio y, por ende, tienen áreas tributarias grandes, se conectan a ellas vigas por todas direcciones, lo cual les demanda una resistencia a flexión elevada para el cumplimiento del requisito de resistencia a flexión mínima para las columnas, razón por la cual también fue necesario incrementar la cuantía de refuerzo longitudinal de estas columnas para cumplir con este requisito.

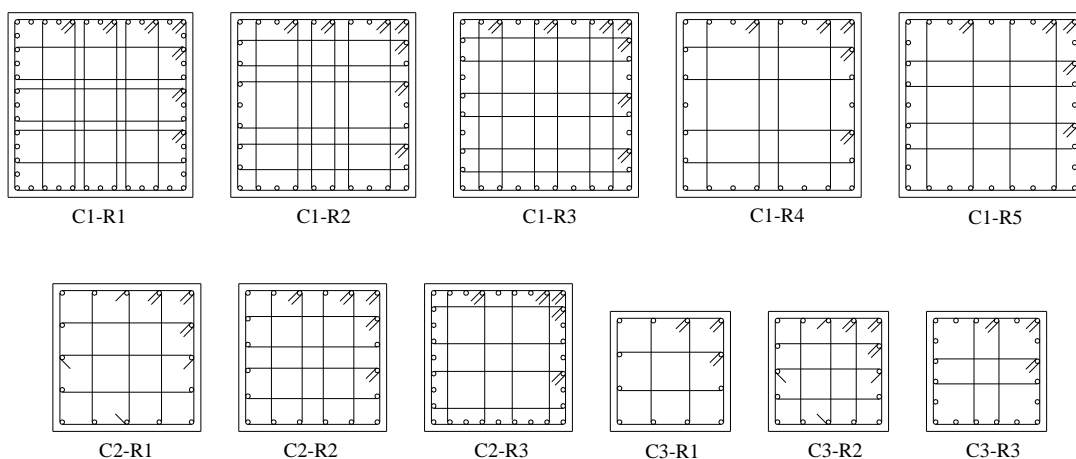


Figura 4 Secciones y refuerzo de las columnas del modelo DQ4CP

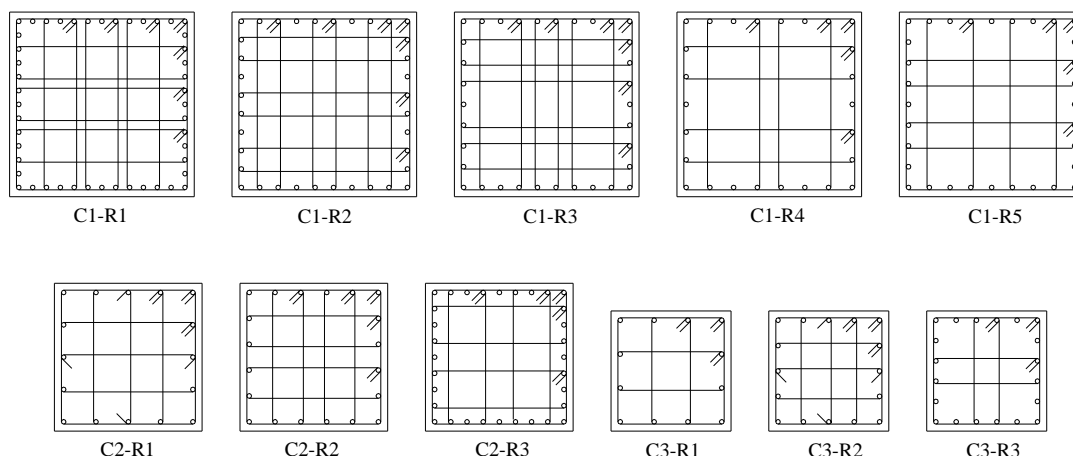


Figura 5 Secciones y refuerzo de las columnas del modelo DQ4CP1.7

Como se mencionó anteriormente, las trabes orientadas en la dirección y resultaron con una sección grande y, por ende, una resistencia importante a flexión, siendo precisamente estas trabes las que demandaron de una mayor resistencia a flexión de todas las columnas y que provocaron en un principio el incumplimiento de las columnas arriba mencionadas.

Aunque las columnas B1, C1, B5 y C5 comprendidas entre los niveles tres y cinco habían resultado con la cuantía mínima y cumplían con la resistencia mínima a flexión estipulada en la propuesta de NTCC-01, se aumentó su cuantía de tal manera que tuvieran por lo menos el mismo número de varillas de las columnas que se encuentran encima de ellas, las cuales sufrieron un incremento en el refuerzo longitudinal por no cumplir con la resistencia a flexión mínima estipulada en el Reglamento.

Las columnas de los primeros entresijos cumplieron holgadamente con el requisito de resistencia a flexión mínima debido a que tienden a ser más robustas para cumplir con las distorsiones de entresijo permisibles, además que presentan porcentajes de acero superiores al mínimo por los esfuerzos a que están sometidas por su ubicación en elevación, todo lo cual redundaba en un momento flexionante resistente mayor pues además soportan cargas axiales de consideración.

Los requisitos para el confinamiento del núcleo del concreto rigieron la separación del refuerzo transversal en los extremos de las columnas. De esta manera no hubo diferencias entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7.

Las cuantía de refuerzo longitudinal para momento negativo de las trabes en dirección x (tabla 5) fluctúa entre $\rho=0.0048$ y $\rho=0.0124$ (trabes T1, tabla 6). Como se mencionó anteriormente, para la definición de las secciones transversales de estas trabes rigieron los requisitos de deformación, lo cual se refleja en el hecho que únicamente los criterios de resistencia a fuerza cortante rigieron en la separación de los estribos en los extremos de las trabes ubicadas entre los niveles uno al diez, mientras que los requisitos de confinamiento del núcleo del concreto rigieron la separación de estribos en los extremos a partir del nivel once. No se varió la dimensión de la sección transversal de estas trabes en elevación por lo que todas presentan una sección de 40 x 80 cm.

Tabla 5 Tipificación de las vigas paralelas al eje x de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

| Nivel | Marcos A y D, crujía: | | | | Marcos B y C crujía: | | | |
|-------|-----------------------|-------|-------|-------|----------------------|--------|--------|--------|
| | 1-2 | 2-3 | 3-4 | 4-5 | 1-2 | 2-3 | 3-4 | 4-5 |
| 1 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R2 | T1-R2 | T1-R2 | T1-R2 |
| 2 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R2 | T1-R2 | T1-R2 | T1-R2 |
| 3 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R2 | T1-R2 | T1-R2 | T1-R2 |
| 4 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R2 | T1-R2 | T1-R2 | T1-R2 |
| 5 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R2 | T1-R2 | T1-R2 | T1-R2 |
| 6 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R1 | T1-R2 | T1-R2 | T1-R2 | T1-R2 |
| 7 | T1-R3 | T1-R3 | T1-R3 | T1-R3 | T1-R4 | T1-R4 | T1-R4 | T1-R4 |
| 8 | T1-R3 | T1-R3 | T1-R3 | T1-R3 | T1-R4 | T1-R4 | T1-R4 | T1-R4 |
| 9 | T1-R5 | T1-R5 | T1-R5 | T1-R5 | T1-R6 | T1-R6 | T1-R6 | T1-R6 |
| 10 | T1-R5 | T1-R5 | T1-R5 | T1-R5 | T1-R6 | T1-R6 | T1-R6 | T1-R6 |
| 11 | T1-R7 | T1-R7 | T1-R7 | T1-R7 | T1-R8 | T1-R8 | T1-R8 | T1-R8 |
| 12 | T1-R7 | T1-R7 | T1-R7 | T1-R7 | T1-R8 | T1-R8 | T1-R8 | T1-R8 |
| 13 | T1-R9 | T1-R9 | T1-R9 | T1-R9 | T1-R10 | T1-R10 | T1-R10 | T1-R10 |
| 14 | T1-R9 | T1-R9 | T1-R9 | T1-R9 | T1-R10 | T1-R10 | T1-R10 | T1-R10 |
| 15 | T1-R9 | T1-R9 | T1-R9 | T1-R9 | T1-R10 | T1-R10 | T1-R10 | T1-R10 |

La sección transversal de las vigas paralelas al eje y (tabla 7) se varió en elevación con el fin de tener las dimensiones que fueran absolutamente necesarias para resistencia a corte y una sobrerresistencia a flexión lo más baja posible en las mismas.

Tabla 6 Refuerzo de las vigas paralelas al eje x de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

| Sección | | Refuerzo para flexión | | Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo) | |
|---------|---------------------|-----------------------|----------------|--|-------------------|
| Tipo | Dimensiones (cm) | Lecho sup. | Lecho inf. | en los extremos | en el centro |
| T1-R1 | 40 x 80 | 5 # 10 | 3 # 10 + 2 # 8 | 4 # 2.5 @ 10 cm | 4 # 2.5 @ 12.5 cm |
| T1-R2 | 40 x 80 | 5 # 10 | 6 # 8 | 4 # 2.5 @ 10 cm | 4 # 2.5 @ 12.5 cm |
| T1-R3 | 40 x 80 | 2 # 10 + 4 # 8 | 1 # 10 + 4 # 8 | 4 # 2.5 @ 10 cm | 4 # 2.5 @ 15 cm |
| T1-R4 | 40 x 80 | 2 # 10 + 4 # 8 | 5 # 8 | 4 # 2.5 @ 10 cm | 4 # 2.5 @ 12.5 cm |
| T1-R5 | 40 x 80 | 6 # 8 | 4 # 8 + 1 # 6 | 4 # 2.5 @ 15 cm | 4 # 2.5 @ 15 cm |
| T1-R6 | 40 x 80 | 6 # 8 | 4 # 8 | 4 # 2.5 @ 15 cm | 4 # 2.5 @ 15 cm |
| T1-R7 | 40 x 80 | 4 # 8 + 1 # 6 | 6 # 6 | 4 # 2.5 @ 15 cm | 4 # 2.5 @ 20 cm |
| T1-R8 | 40 x 80 | 4 # 8 + 1 # 6 | 4 # 6 + 1 # 5 | 4 # 2.5 @ 12.5 cm | 4 # 2.5 @ 20 cm |
| T1-R9 | 40 x 80 | 4 # 6 + 2 # 5 | 2 # 6 + 2 # 5 | 4 # 2.5 @ 12.5 cm | 4 # 2.5 @ 35 cm |
| T1-R10 | 40 x 80 | 4 # 6 + 2 # 5 | 4 # 5 | 4 # 2.5 @ 12.5 cm | 4 # 2.5 @ 35 cm |

Tabla 7 Tipificación de las vigas paralelas al eje y de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

| Nivel | Marcos 1 y 5, crujía: | | | Marcos 2 y 4, crujía: | | | Marco 3, crujía: | | |
|-------|-----------------------|-------|-------|-----------------------|--------|-------|------------------|--------|--------|
| | A-B | B-C | C-D | A-B | B-C | C-D | A-B | B-C | C-D |
| 1 | T1-R1 | T1-R2 | T1-R1 | T1-R3 | T1-R4 | T1-R3 | T1-R5 | T1-R6 | T1-R5 |
| 2 | T1-R1 | T1-R2 | T1-R1 | T1-R3 | T1-R4 | T1-R3 | T1-R5 | T1-R6 | T1-R5 |
| 3 | T1-R1 | T1-R2 | T1-R1 | T1-R3 | T1-R4 | T1-R3 | T1-R5 | T1-R6 | T1-R5 |
| 4 | T1-R1 | T1-R2 | T1-R1 | T1-R3 | T1-R4 | T1-R3 | T1-R5 | T1-R6 | T1-R5 |
| 5 | T1-R1 | T1-R2 | T1-R1 | T1-R3 | T1-R4 | T1-R3 | T1-R5 | T1-R6 | T1-R5 |
| 6 | T1-R1 | T1-R2 | T1-R1 | T1-R3 | T1-R4 | T1-R3 | T1-R5 | T1-R6 | T1-R5 |
| 7 | T1-R1 | T1-R2 | T1-R1 | T1-R3 | T1-R4 | T1-R3 | T1-R5 | T1-R6 | T1-R5 |
| 8 | T2-R1 | T2-R2 | T2-R1 | T2-R3 | T2-R4 | T2-R3 | T2-R5 | T2-R6 | T2-R5 |
| 9 | T2-R1 | T2-R2 | T2-R1 | T2-R3 | T2-R4 | T2-R3 | T2-R5 | T2-R6 | T2-R5 |
| 10 | T2-R1 | T2-R2 | T2-R1 | T2-R3 | T2-R4 | T2-R3 | T2-R5 | T2-R6 | T2-R5 |
| 11 | T2-R7 | T2-R8 | T2-R7 | T2-R9 | T2-R10 | T2-R9 | T2-R11 | T2-R12 | T2-R11 |
| 12 | T2-R7 | T2-R8 | T2-R7 | T2-R9 | T2-R10 | T2-R9 | T2-R11 | T2-R12 | T2-R11 |
| 13 | T3-R1 | T3-R2 | T3-R1 | T3-R3 | T3-R4 | T3-R3 | T3-R5 | T3-R6 | T3-R5 |
| 14 | T3-R1 | T3-R2 | T3-R1 | T3-R3 | T3-R4 | T3-R3 | T3-R5 | T3-R6 | T3-R5 |
| 15 | T3-R1 | T3-R2 | T3-R1 | T3-R3 | T3-R4 | T3-R3 | T3-R5 | T3-R6 | T3-R5 |

Se tuvieron tres secciones distintas, 65 x 100 cm (trabes T1) de los niveles uno al siete, 60 x 90 cm (trabes T2) de los niveles ocho a doce y 45 x 80 cm (trabes T3) de los niveles trece a quince. La separación de los estribos en los extremos es baja (tabla 8), rigiendo para la misma los requisitos de resistencia a fuerza cortante de los niveles uno a once, mientras que de los niveles doce a quince rigió el requisito de confinamiento del núcleo. Las cuantías de refuerzo longitudinal para momento negativo fluctúan entre $\rho=0.0057$ y $\rho=0.0072$ (trabes T1), $\rho=0.0044$ y $\rho=0.0075$ (trabes T2) y $\rho=0.0052$ y $\rho=0.0060$ (trabes T3).

Tabla 8 Refuerzo de las vigas paralelas al eje y de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

| Sección | | Refuerzo para flexión | | Refuerzo para fuerza cortante (en ramas de estribo) | |
|---------|---------------------|-----------------------|----------------|--|-----------------|
| Tipo | Dimensiones (cm) | Lecho sup. | Lecho inf. | en los extremos | en el centro |
| T1-R1 | 65 x 100 | 4 # 10 + 3 # 8 | 1 # 10 + 6 # 8 | 4 # 3 @ 10 cm | 4 # 3 @ 10 cm |
| T1-R2 | 65 x 100 | 4 # 10 + 3 # 8 | 1 # 10 + 6 # 8 | 4 # 3 @ 10 cm | 4 # 3 @ 35 cm |
| T1-R3 | 65 x 100 | 3 # 10 + 4 # 8 | 6 # 8 | 4 # 3 @ 8 cm | 4 # 3 @ 20 cm |
| T1-R4 | 65 x 100 | 2 # 10 + 5 # 8 | 6 # 8 | 4 # 3 @ 10 cm | 4 # 3 @ 30 cm |
| T1-R5 | 65 x 100 | 4 # 10 + 1 # 8 | 5 # 8 | 4 # 3 @ 9 cm | 4 # 3 @ 20 cm |
| T1-R6 | 65 x 100 | 4 # 10 + 1 # 8 | 5 # 8 | 4 # 3 @ 10 cm | 4 # 3 @ 40 cm |
| T2-R1 | 60 x 90 | 8 # 8 | 6 # 8 | 4 # 3 @ 10 cm | 4 # 3 @ 12.5 cm |
| T2-R2 | 60 x 90 | 8 # 8 | 6 # 8 + 1 # 6 | 4 # 3 @ 10 cm | 4 # 3 @ 25 cm |
| T2-R3 | 60 x 90 | 5 # 10 | 5 # 8 | 4 # 3 @ 9 cm | 4 # 3 @ 20 cm |
| T2-R4 | 60 x 90 | 4 # 10 + 1 # 8 | 5 # 8 | 4 # 3 @ 10 cm | 4 # 3 @ 30 cm |
| T2-R5 | 60 x 90 | 2 # 10 + 4 # 8 | 3 # 8 + 2 # 6 | 4 # 3 @ 9 cm | 4 # 3 @ 20 cm |
| T2-R6 | 60 x 90 | 2 # 10 + 3 # 8 | 3 # 8 + 2 # 6 | 4 # 3 @ 10 cm | 4 # 3 @ 40 cm |
| T2-R7 | 60 x 90 | 6 # 8 | 3 # 8 + 2 # 6 | 4 # 3 @ 12.5 cm | 4 # 3 @ 40 cm |
| T2-R8 | 60 x 90 | 4 # 8 + 1 # 10 | 3 # 8 + 2 # 6 | 4 # 3 @ 15 cm | 4 # 3 @ 40 cm |
| T2-R9 | 60 x 90 | 2 # 10 + 3 # 8 | 2 # 8 + 2 # 6 | 4 # 3 @ 10 cm | 4 # 3 @ 25 cm |
| T2-R10 | 60 x 90 | 1 # 10 + 4 # 8 | 2 # 8 + 2 # 6 | 4 # 3 @ 10 cm | 4 # 3 @ 40 cm |
| T2-R11 | 60 x 90 | 1 # 10 + 4 # 8 | 4 # 6 + 1 # 5 | 4 # 3 @ 10 cm | 4 # 3 @ 30 cm |
| T2-R12 | 60 x 90 | 4 # 8 + 1 # 6 | 4 # 6 + 1 # 5 | 4 # 3 @ 12.5 cm | 4 # 3 @ 40 cm |
| T3-R1 | 45 x 80 | 4 # 8 | 3 # 6 + 2 # 5 | 4 # 3 @ 12.5 cm | 4 # 3 @ 30 cm |
| T3-R2 | 45 x 80 | 4 # 8 | 4 # 6 + 1 # 5 | 4 # 3 @ 12.5 cm | 4 # 3 @ 35 cm |
| T3-R3 | 45 x 80 | 4 # 8 | 2 # 6 + 2 # 5 | 4 # 3 @ 10 cm | 4 # 3 @ 15 cm |
| T3-R4 | 45 x 80 | 2 # 8 + 4 # 6 | 2 # 6 + 2 # 5 | 4 # 3 @ 12.5 cm | 4 # 3 @ 20 cm |
| T3-R5 | 45 x 80 | 2 # 8 + 4 # 6 | 5 # 5 | 4 # 3 @ 10 cm | 4 # 3 @ 15 cm |
| T3-R6 | 45 x 80 | 2 # 8 + 3 # 6 | 5 # 5 | 4 # 3 @ 12.5 cm | 4 # 3 @ 20 cm |

5 ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

5.1 Consideraciones para los análisis no lineales

Para efectuar los análisis no lineales se empleó el programa DRAIN-2DX (Prakash *et al.* 1992), utilizando modelos que incluyen la distribución de fuerzas laterales entre los marcos por acción del diafragma rígido (figuras 6 y 7). La acción de la losa como diafragma rígido se modeló a partir de elementos elásticos infinitamente rígidos, teniendo como única función transmitir las fuerzas cortantes entre cada uno de los marcos, sin posibilidad de disipar energía por comportamiento inelástico ni por amortiguamiento. Se consideraron los efectos $P-\Delta$ y se ignoró la interacción suelo-estructura.

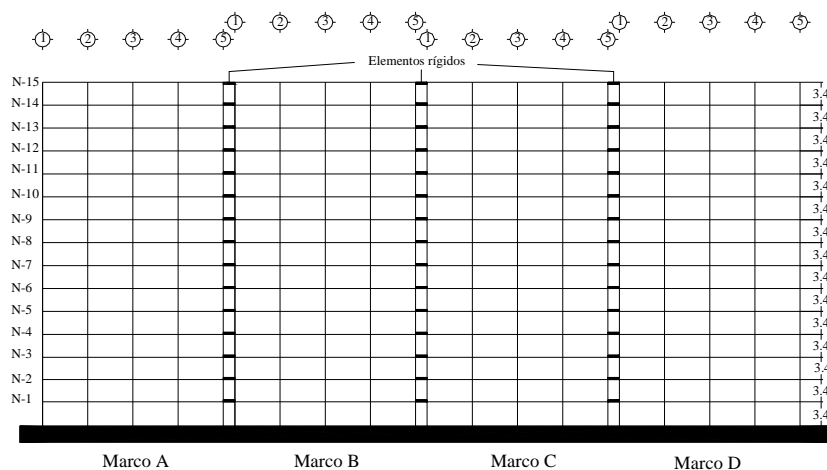


Figura 6 Modelo con distribución de fuerzas laterales entre marcos en dirección x

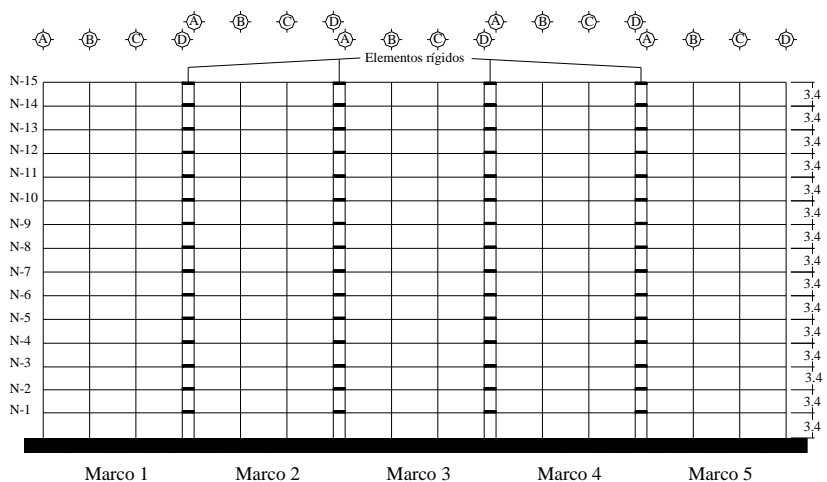


Figura 7 Modelo con distribución de fuerzas laterales entre marcos en dirección y

Para los análisis no lineales se contempló tanto las resistencias nominales como fuentes de sobrerresistencia y se utilizó la componente E-W del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), mostrado en la figura 8, con el fin de tener un acelerograma representativo y de características similares al sismo máximo contemplado por el Reglamento del cual se pretenden evaluar sus criterios.

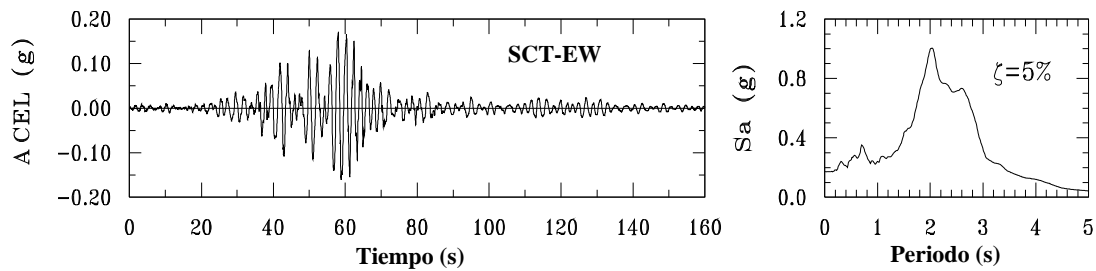


Figura 8 Componente E-W del acelerograma registrado en SCT durante el sismo de 1985

5.1.1 Determinación de las resistencias nominales

Se determinaron las resistencias a flexión de las trabes y flexocompresión y flexotensión de las columnas de cada modelo considerando:

- El área real provista de refuerzo, incluyendo la aportación del refuerzo a compresión de las vigas.
- El nuevo bloque equivalente de esfuerzos del concreto estipulado en la propuesta de las NTCC, que es más parecido al del reglamento ACI-318.
- Un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo, como se especifica en la propuesta de NTCC.

Aunque se han designado como resistencias nominales a aquéllas obtenidas aplicando las tres consideraciones arriba mencionadas, es importante mencionar que incluyen cierto grado de sobrerresistencia; aquéllas inherentes al uso de la propuesta de RCDF. Por lo anterior, la respuesta de la estructura con consideración de resistencias nominales presentará efectos de sobrerresistencia.

Los factores de sobrerresistencia incorporados a este nivel serían:

- Factor debido al uso de factores de combinación de carga vertical y lateral (FC = 1.1).
- Factor debido al uso de factores de reducción de resistencia asociados a un modo de falla dúctil por flexión para vigas $1/0.9 = 1.11$ y para columnas $1/0.8 = 1.25$.
- Factor de área real de acero.
- Factor asociado al uso de secciones y elementos tipo.
- Contribución del acero a compresión.
- Efectos tridimensionales.
- Cargas vivas normativas mayores que las reales.

Los factores de sobrerresistencia asociados a la posibilidad de dominio de condiciones de carga gravitacional en el diseño, requerimientos de capacidades resistentes mínimas, requerimientos de rigideces por criterios de deformación y requerimientos de cuantías de acero mínimas se encuentran englobados en los factores asociados al uso de secciones y elemento tipo y al área real de acero.

5.1.2 *Determinación de las resistencias incorporando fuentes de sobrerresistencia*

Para tener una estimación de la sobrerresistencia máxima, se determinó la resistencia de los miembros estructurales considerando las siguientes fuentes adicionales de sobrerresistencia:

- El factor de comportamiento real del acero empleando el modelo de Rodríguez y Botero (1994) y,
- El factor de comportamiento real del concreto utilizando el modelo de Kent y Park modificado (Kent y Park, 1971).

La aportación de la losa a la resistencia a flexión de las vigas, en particular cuando la losa se encuentra en tensión, es otra de las fuentes de sobrerresistencia reconocidas; sin embargo, existe gran incertidumbre en cuánto aporta en efecto la losa, debido al hecho que el ancho y, consecuentemente, el refuerzo de la losa comprendido en este ancho, es variable y está en función de la deformación que el sismo impone a la estructura, lo que dificulta una determinación razonable de la cuantía efectiva de refuerzo de la losa que pudiera incrementar la resistencia a flexión de las trabes. Entre mayores sean las rotaciones en las articulaciones plásticas adyacentes a las caras de las columnas, más barras de la losa alejadas de la columna contribuirán a la resistencia a flexión. Además, también interviene en esto la presencia de vigas transversales. Por lo anterior, no se tomó en cuenta la participación de la losa en la resistencia a flexión de las trabes en este estudio.

Tampoco se consideraron los factores de sobrerresistencia relacionados con:

- Resistencias de los materiales mayores que las nominales.
- Incremento de la resistencias de los materiales ante cargas rápidas.

5.2 Resultados de los análisis no lineales

Se estudiaron los siguientes parámetros dinámicos para todos los modelos no lineales: (a) curvas de histéresis de entrepiso, (b) mapeo de la fluencia de elementos, en tiempos específicos, en envolventes, y su monitoreo en el dominio del tiempo, incluyendo la determinación de la magnitud de las rotaciones inelásticas máximas, (c) envolventes de distorsiones de entrepiso máximas (Δ), (d) envolventes de cortantes de entrepiso máximos (V/W_T), (e) demandas máximas de ductilidad de entrepiso (μ), (f) distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia de cualquier elemento estructural que forma parte del entrepiso (γ_{fluencia} o Δ_{fe}), (g) distorsión de entrepiso máxima asociada al medio ciclo de histéresis de carga máxima ($\gamma_{\text{máxima}}$ o Δ_{mi}), (h) cociente del número de medios ciclos donde se presentó respuesta inelástica ($MC_{\text{inelásticos}}$) entre el número total de ciclos a que fue sujeta la estructura ante un acelerograma dado (Total MC), (i) cociente entre la rigidez de entrepiso secante mínima inelástica o “pico a pico” ($k_{\text{mínima}}$ ó k_{imin}) asociada a los ciclos histeréticos de amplitud máxima y la rigidez elástica del entrepiso ($k_{\text{elástica}}$ ó k_{el}) y, (j) cociente entre el promedio de las rigideces de

entrepiso secantes asociadas a los medios ciclos histeréticos inelásticos (k_{promedio}) y la rigidez elástica del entrepiso ($k_{\text{elástica}}$ ó k_{el}). Algunos de estos conceptos se ilustran esquemáticamente en la figura 9.

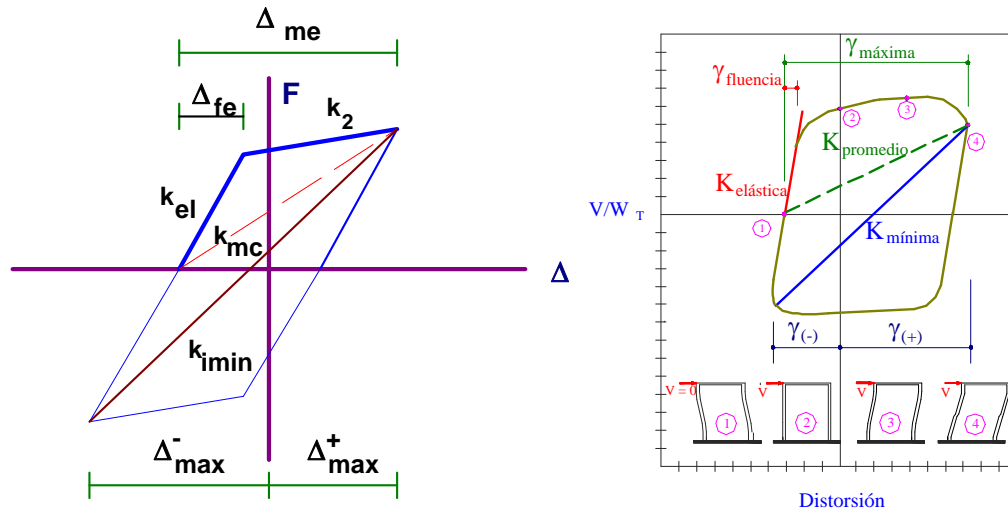


Figura 9 Definición de parámetros a partir de ciclos y medio ciclos de histéresis, generalmente asimétricos

Para ambos modelos (DQ4CP y DQ4CP1.7), en dirección x el comportamiento no lineal fue mucho más pronunciado que el correspondiente a la dirección y , cuando se consideran resistencias nominales. Además, se observaron las siguientes tendencias en el comportamiento (figuras 10 a 13):

- Los marcos interiores tienden a fluir a niveles de distorsión menores a los de los marcos exteriores.
- Las distorsiones de entrepiso máximas correspondientes a los marcos interiores son ligeramente mayores a las de los marcos exteriores.
- Los marcos exteriores tienden a tomar más cortante que los interiores.
- Las demandas de comportamiento inelástico son más altas para los marcos interiores.
- Las mayores demandas de ductilidad están asociadas a los marcos interiores.
- Los marcos interiores presentan mayor degradación de rigidez de entrepiso que los marcos exteriores.

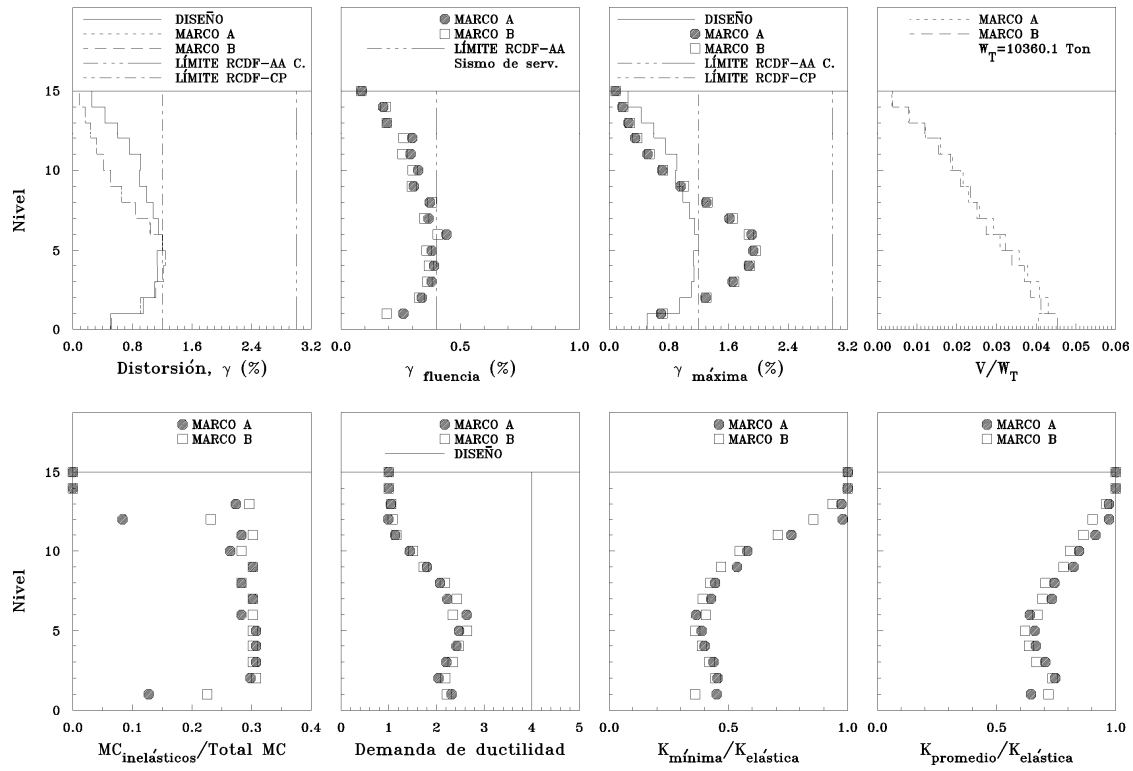


Figura 10 Envolventes de respuesta máxima, marcos A y B del modelo DQ4CP (nominal)

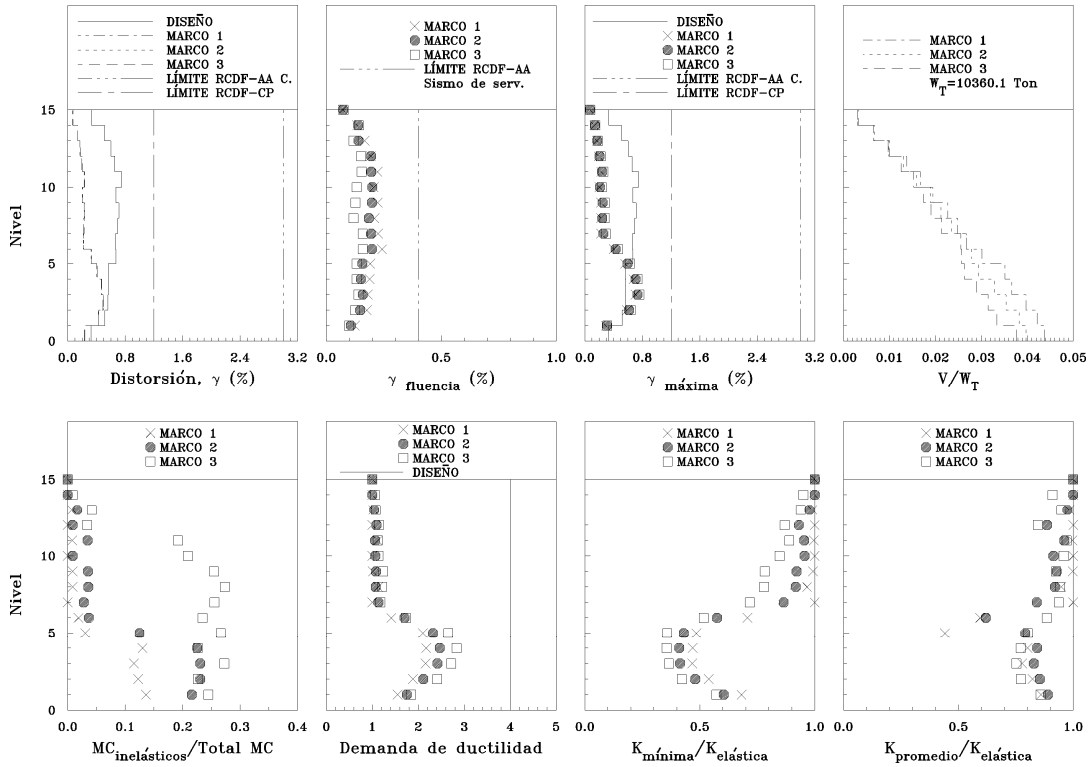


Figura 11 Envolventes de respuesta máxima, marcos 1, 2 y 3 del modelo DQ4CP (nominal)

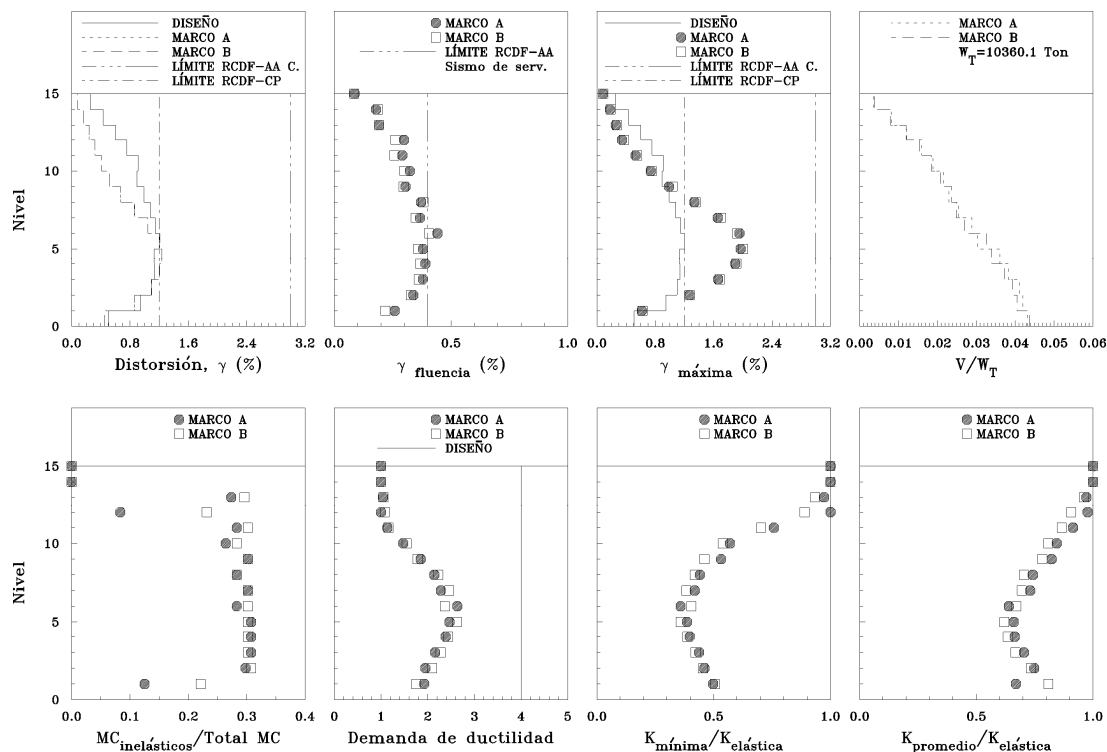


Figura 12 Envolventes de respuesta máxima, marcos A y B del modelo DQ4CP1.7 (nominal)

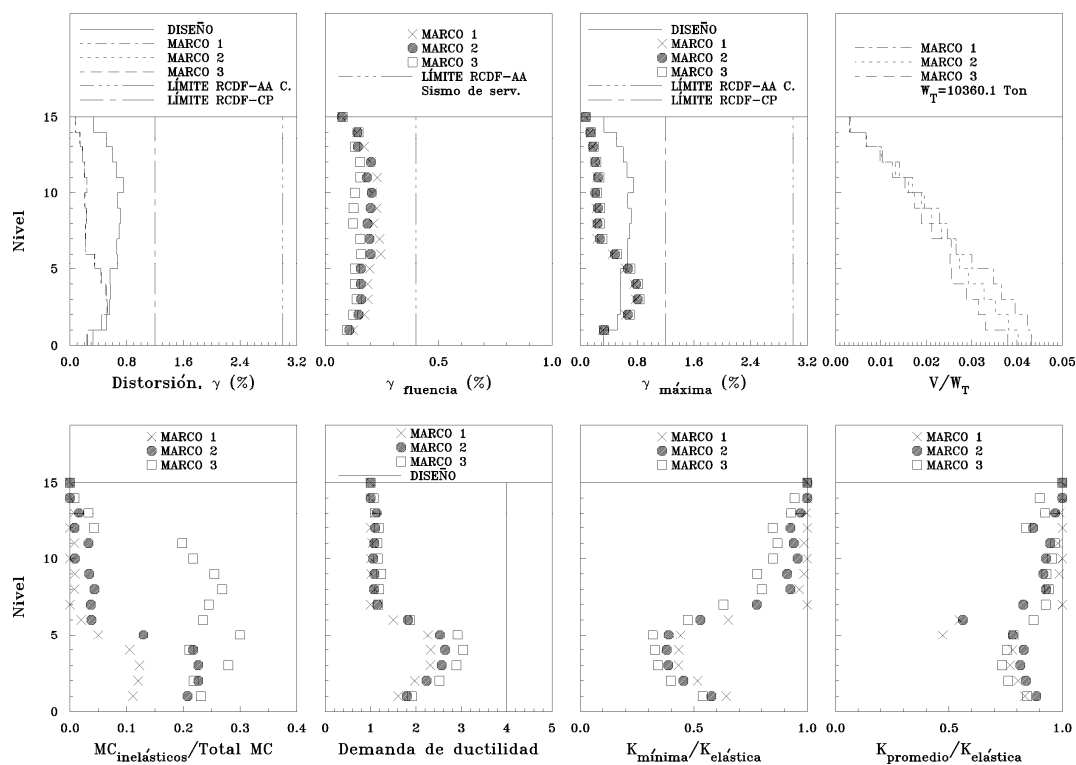


Figura 13 Envolventes de respuesta máxima, marcos 1, 2 y 3 del modelo DQ4CP1.7 (nominal)

De estas observaciones se concluye que los marcos interiores, en cuyo diseño rigen generalmente las combinaciones por cargas verticales, presentan cierto grado de subdiseño por sismo cuando estos diseños se basan en los resultados de análisis con modelos elásticos tridimensionales, como lo permiten las normas.

Al incorporar los efectos de las fuentes adicionales de sobrerresistencia en los análisis no lineales, se observó que los modelos sufren niveles de distorsión dinámica máxima muy similares a cuando se tomó en cuenta las resistencias nominales. La distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia aumenta, las distorsiones máximas se abaten notablemente, la estructura aumenta su capacidad para tomar más cortante y la respuesta inelástica disminuye, por lo que disminuyen las demandas de ductilidad y la degradación de rigidez por trabajo inelástico. El número de fluencias también disminuye, así como las demandas de rotación plástica acumulada (figuras 14 a 17).

Las distorsiones de entrepiso dinámicas máximas de los marcos A, B y el edificio en dirección x del modelo DQ4CP rebasan ligeramente a las distorsiones de diseño en los entrepisos tres, cuatro y cinco, superando apenas en los entrepisos cuatro y cinco al límite $\gamma=0.012$ establecido en cuerpo principal de las NTCS-01 (figuras 18, 19 y 23), estando muy por debajo del límite $\gamma=0.030$ estipulado en el Apéndice Normativo A de las NTCS-01 para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso. Aunque las distorsiones de entrepiso de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 son muy parecidas, las correspondientes al modelo DQ4CP1.7 son ligeramente menores a las del modelo DQ4CP en los primeros entrepisos, lo que ayuda a que en el entrepiso tres no se rebasen las distorsiones de diseño como en el caso del modelo DQ4CP (figuras 18, 19 y 23). En dirección y las distorsiones de entrepiso dinámicas no rebasan a las distorsiones de diseño (figuras 20, 21, 22 y 24). En los primeros seis entrepisos, las distorsiones de entrepiso dinámicas máximas del modelo DQ4CP1.7 son ligeramente mayores a las correspondientes del modelo DQ4CP.

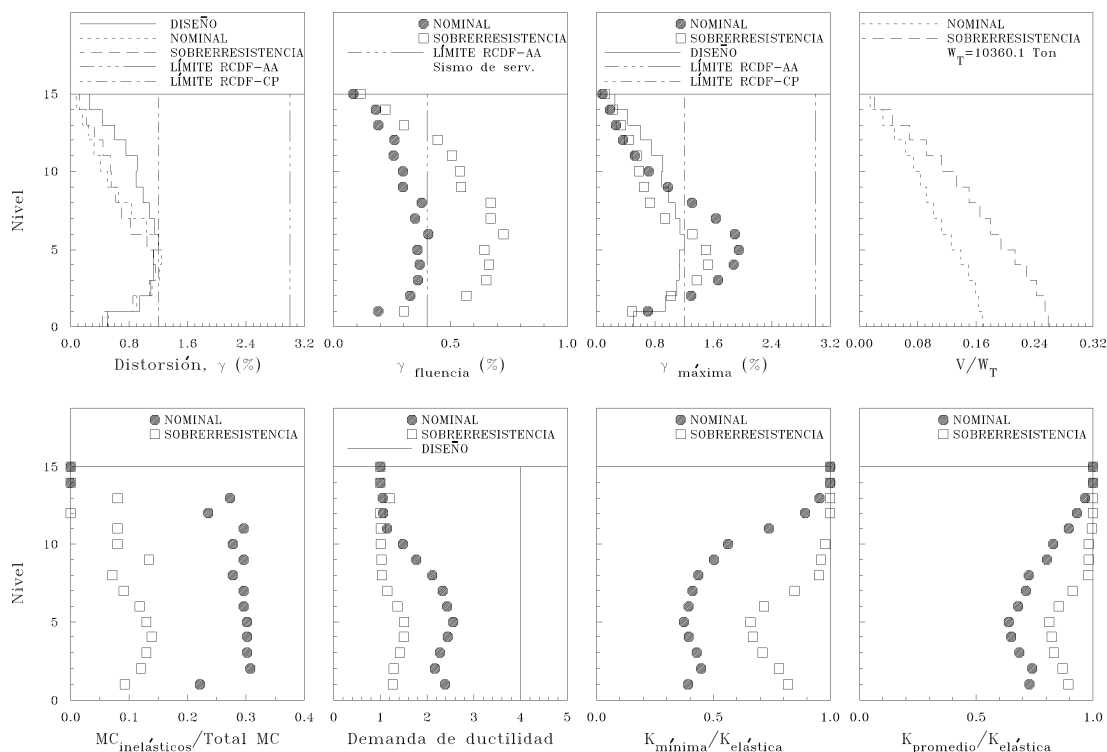


Figura 14 Envolventes de respuesta máxima, modelo DQ4CP dirección x (sobrerresistencia)

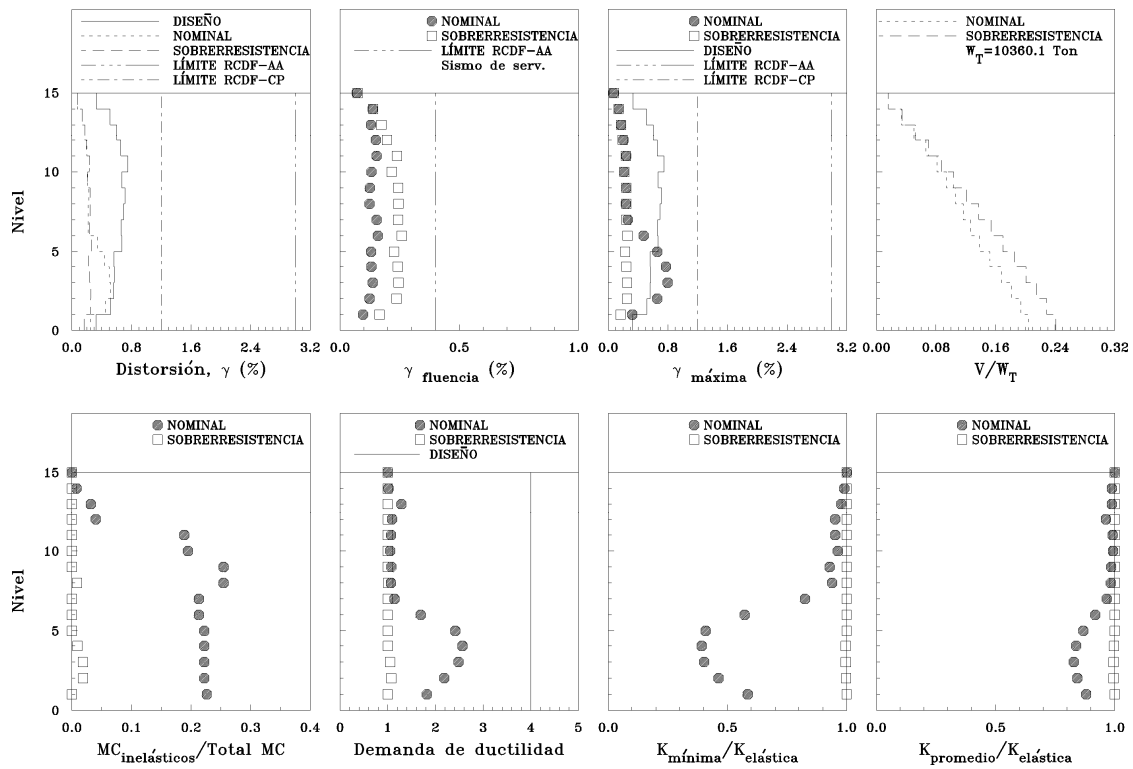


Figura 15 Envolventes de respuesta máxima, modelo DQ4CP dirección y (sobrerresistencia)

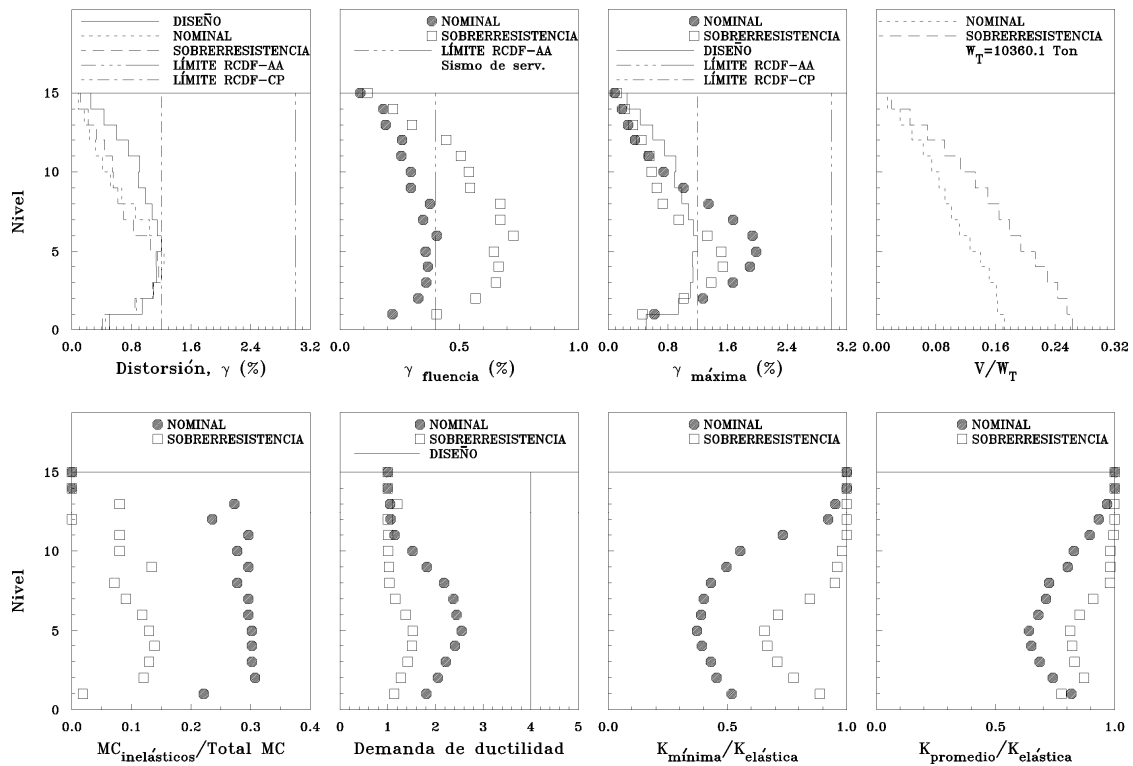


Figura 16 Envolventes de respuesta máxima, modelo DQ4CP1.7 dirección x (sobrerresistencia)

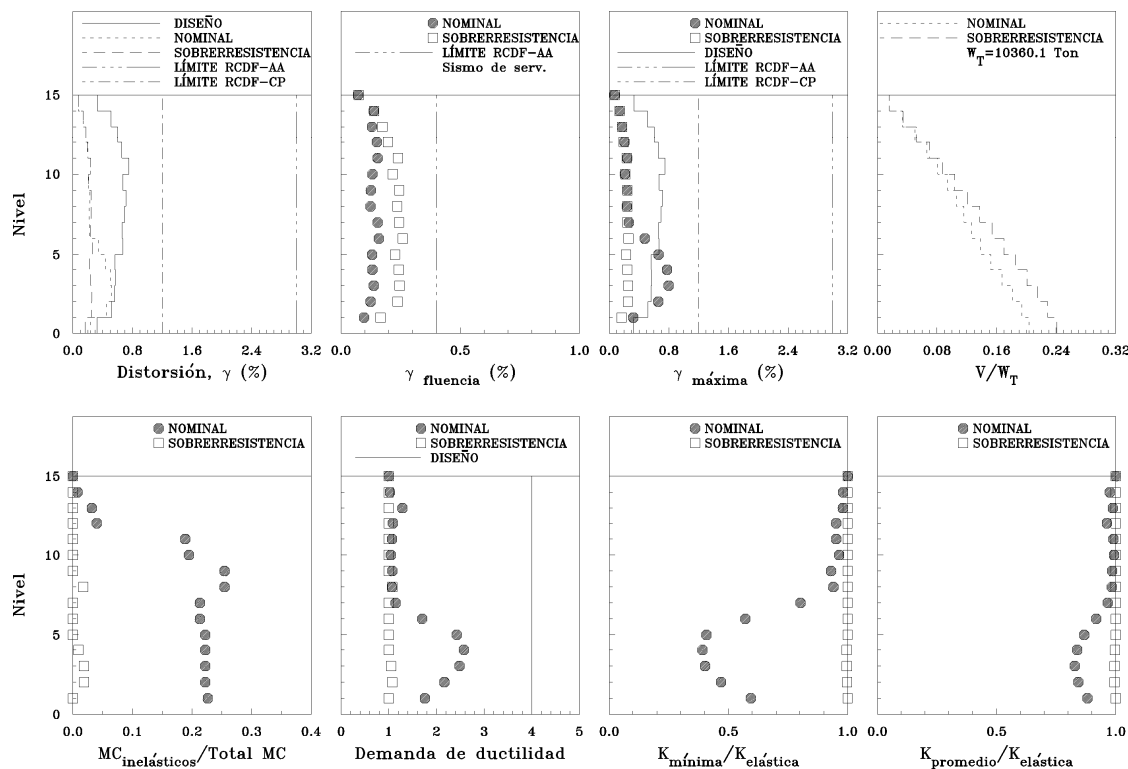


Figura 17 Envolventes de respuesta máxima, modelo DQ4CP1.7 dirección y (sobrerresistencia)

Tanto en dirección x como en dirección y , las diferencias entre las distorsiones de entrepiso dinámicas máximas de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 son prácticamente imperceptibles al considerar las fuentes adicionales de sobrerresistencia (figuras 25 y 26). La distorsión de fluencia de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección x es muy parecida; sin embargo, se aprecia que en el primer entrepiso se retrasa ligeramente la fluencia del modelo DQ4CP1.7 con respecto a la del modelo DQ4CP, ya que ésta se presenta para un valor de distorsión mayor (figuras 18, 19 y 23). En dirección y no se aprecian diferencias entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 (figuras 20, 21, 22 y 24).

Cuando se consideran las fuentes adicionales de sobrerresistencia, la distorsión de fluencia del modelo DQ4CP1.7 es mayor que la correspondiente al modelo DQ4CP en el primer entrepiso en dirección x (figura 25), sin notarse diferencia alguna en la dirección y (figura 26).

Las distorsiones máximas en dirección x de ambos modelos rebasan a las distorsiones de diseño de los entrepisos uno a nueve, alcanzando valores máximos de $\gamma=0.020$ en el entrepiso cinco. Al comparar los valores de distorsión máxima de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, se observa que en el primer entrepiso, el modelo DQ4CP1.7 presenta un valor menor al del modelo DQ4CP (figuras 18, 19 y 23). En la dirección y las distorsiones máximas rebasan a las de diseño sólo de los entrepisos dos a cinco, alcanzando valores máximos de $\gamma=0.008$ en el entrepiso tres (figuras 20, 21, 22 y 24). Del entrepiso uno al seis, el modelo DQ4CP1.7 en dirección y presenta mayores valores de distorsión de entrepiso máxima.

Considerando las fuentes adicionales de sobrerresistencia, no se aprecian diferencias entre los valores de distorsión máxima de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en ambas direcciones (figuras 25 y 26).

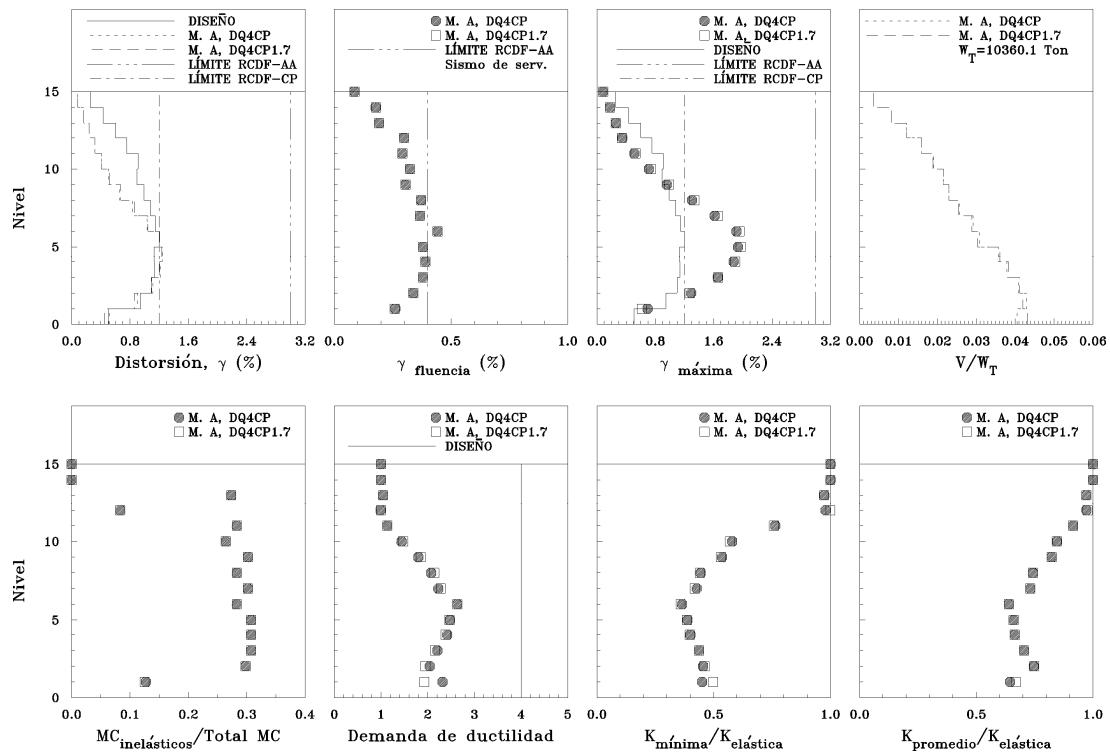


Figura 18 Envolventes de respuesta máxima del marco A de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

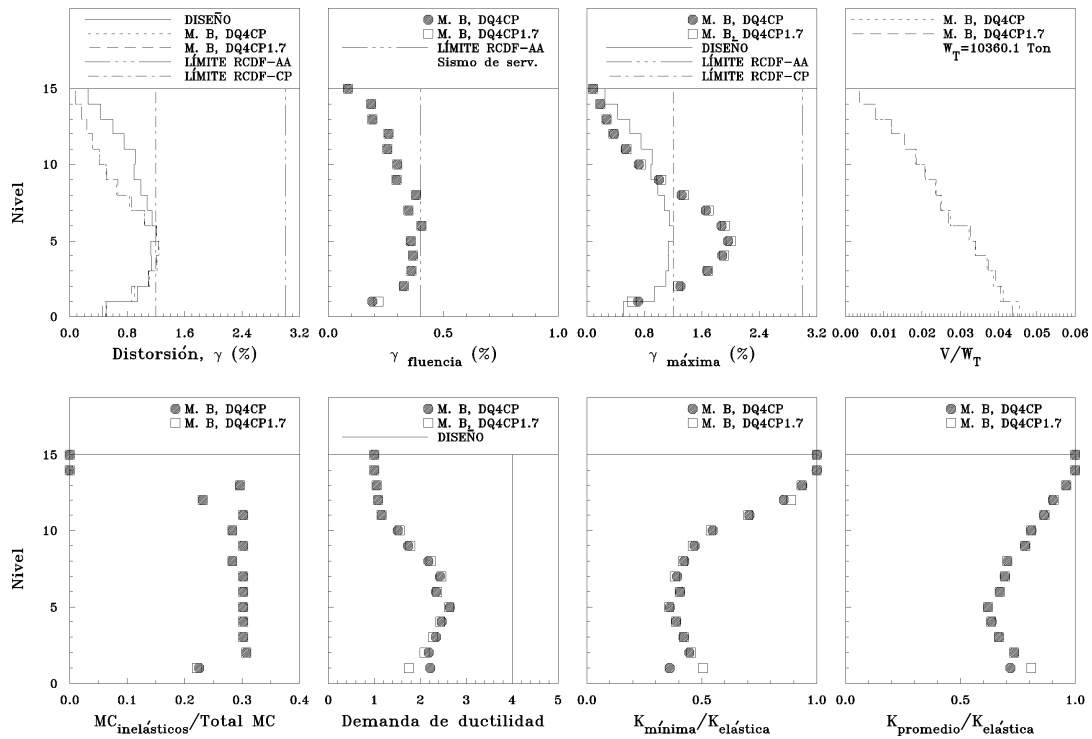


Figura 19 Envolventes de respuesta máxima del marco B de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

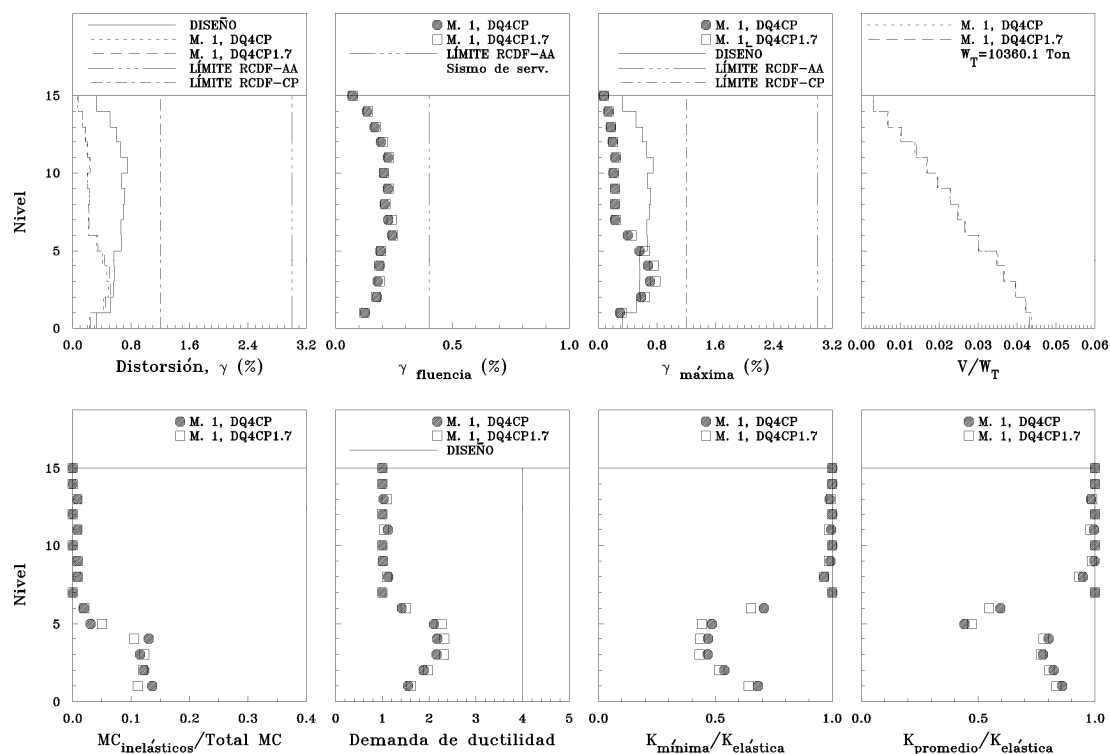


Figura 20 Envolventes de respuesta máxima del marco 1 de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

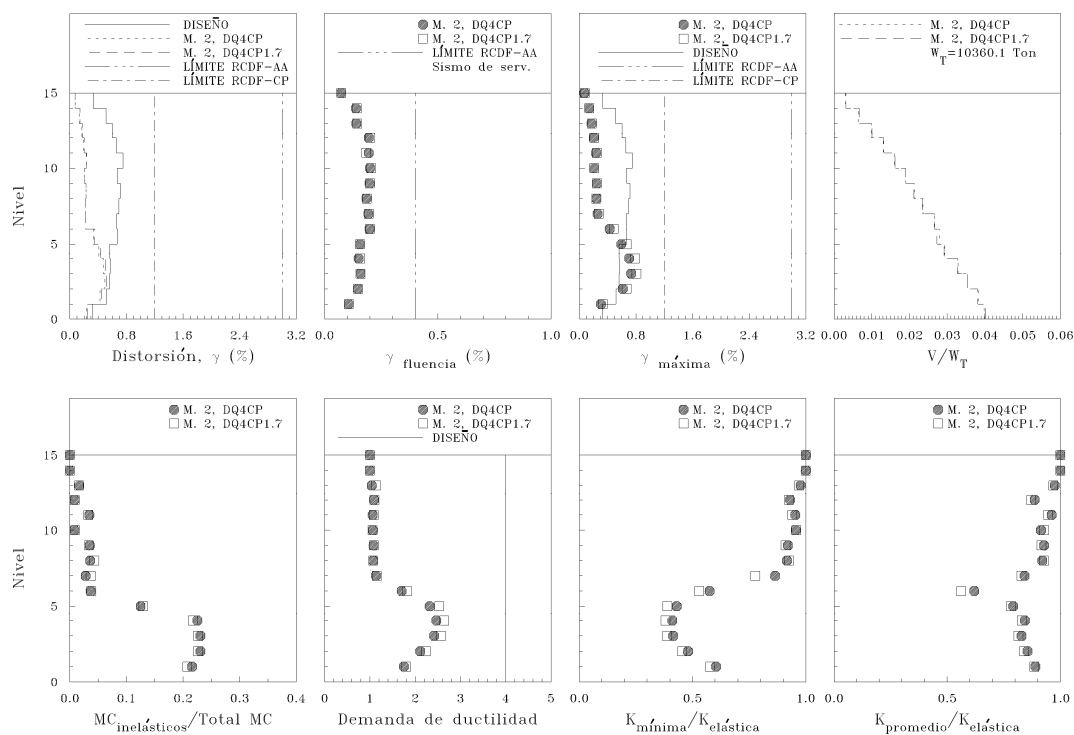


Figura 21 Envolventes de respuesta máxima del marco 2 de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

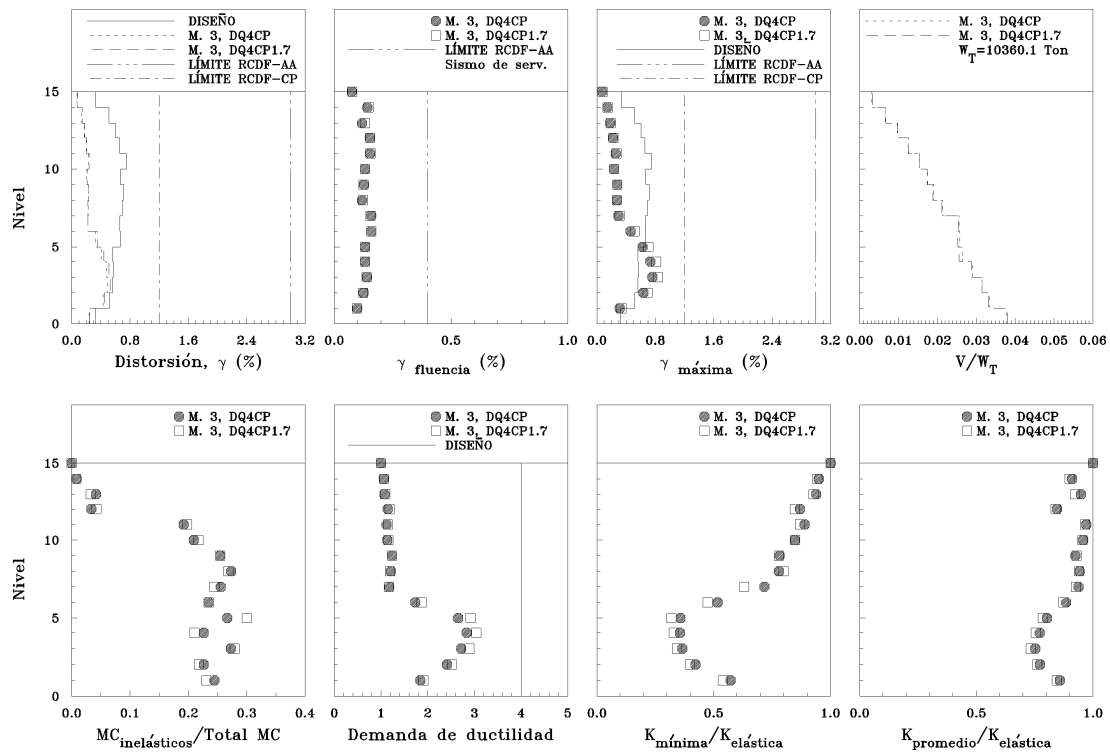


Figura 22 Envolventes de respuesta máxima del marco 3 de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7

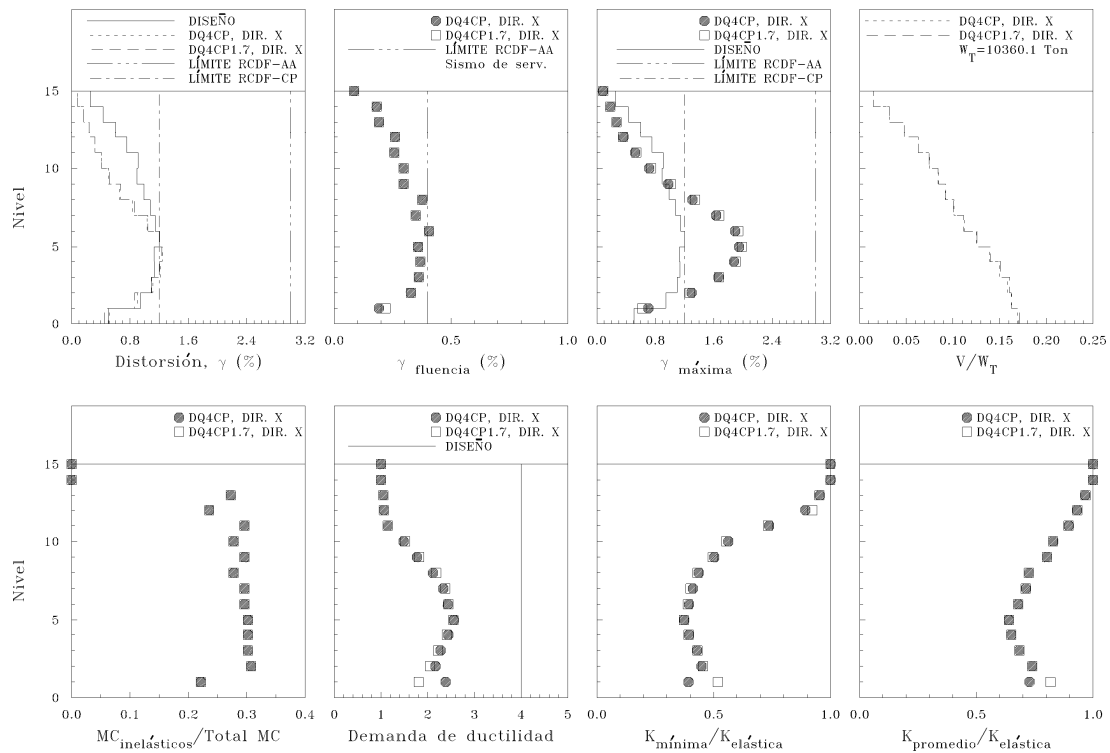


Figura 23 Envolventes globales en dirección x, modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, resist. nominal

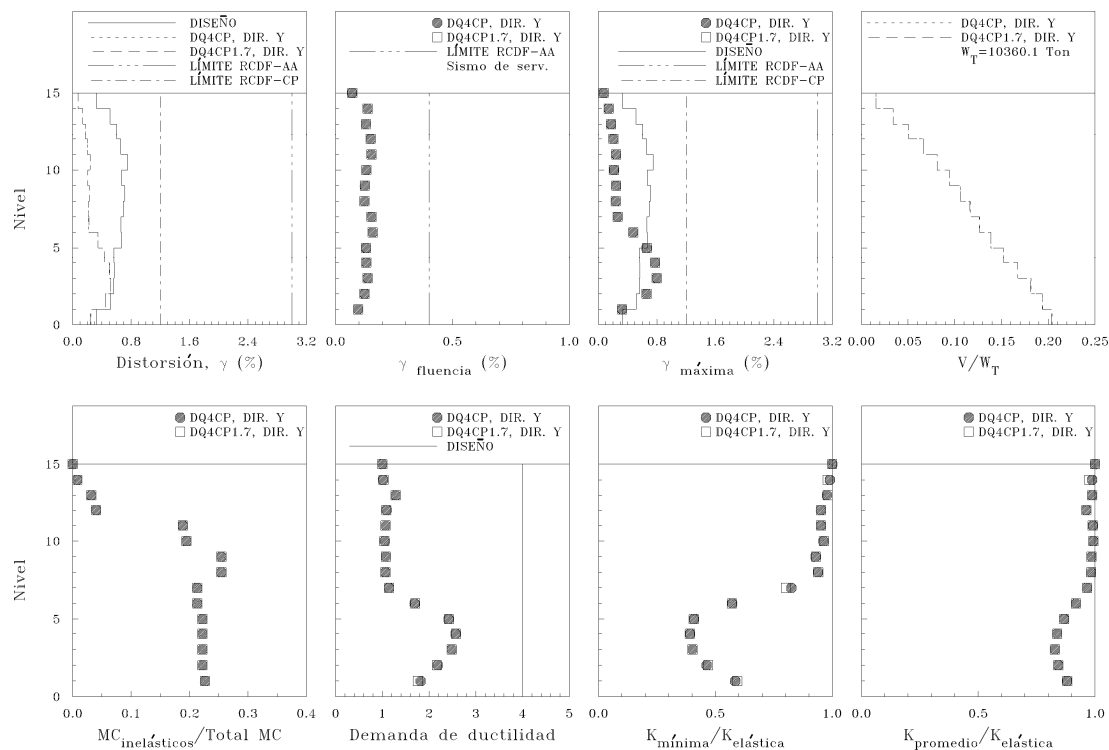


Figura 24 Envolventes globales en dirección y, modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, resist. nominal

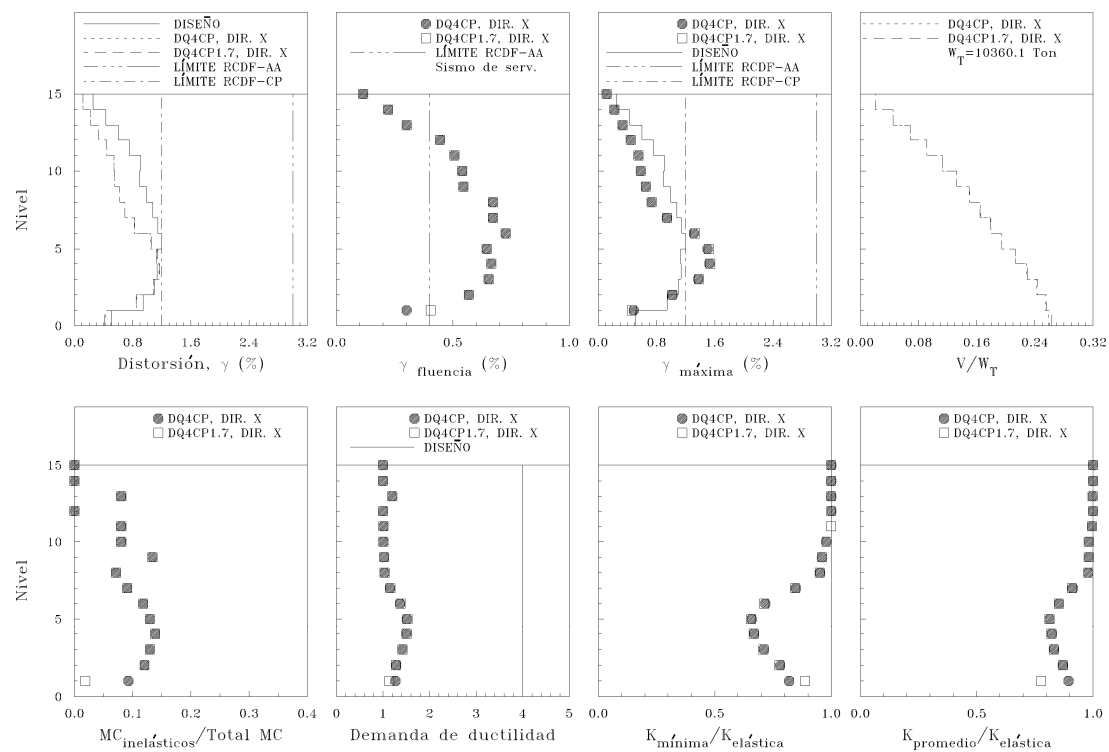


Figura 25 Envolventes globales en dirección x, modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, sobrerresistencia

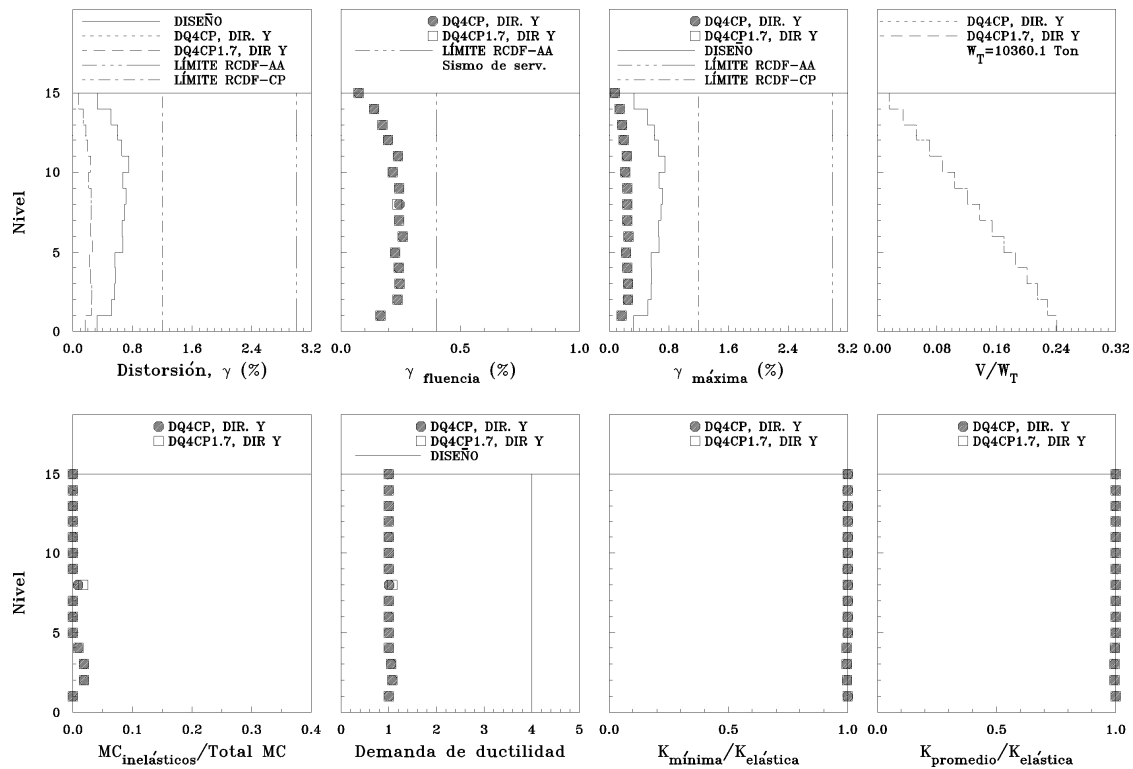


Figura 26 Envolventes globales en dirección y, modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, sobrerresistencia

El marco A del modelo DQ4CP1.7 toma en el primer entrepiso más cortante que el marco A del modelo DQ4CP; sin embargo, el marco B del modelo DQ4CP1.7 toma menos cortante que su homólogo del modelo DQ4CP en el mismo entrepiso (figuras 18 y 19). Al considerar el comportamiento global en dirección x, se aprecia que los dos modelos toman valores similares de cortante, notándose que el modelo DQ4CP1.7 toma un poco más de cortante en el primer entrepiso que el modelo DQ4CP, mientras que en el quinto entrepiso sucede lo contrario (figura 23).

En dirección y, al comparar los valores de cortante de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 se observan diferencias importantes únicamente en el primer entrepiso, siendo que el cortante que toma el marco exterior uno del modelo DQ4CP es mayor al correspondiente al modelo DQ4CP1.7 y ocurriendo lo contrario en los marcos interiores dos y tres (figuras 20 a 22). Al considerar el modelo global en dirección y, los valores de cortante de entrepiso son muy similares (figura 24).

Al considerar las fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x, el modelo DQ4CP1.7 toma en el nivel uno más cortante que el modelo DQ4CP, sin que se aprecie en la dirección y diferencia alguna (figuras 25 y 26).

En cuanto a las demandas máximas de acción inelástica en los entrepisos ($MC_{inelásticos}/Total MC$), en ninguna dirección se aprecian diferencias entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 cuando se considera el comportamiento global de la estructura (figuras 23 y 24).

Al considerar las fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x, se observa para el primer entrepiso que la actividad inelástica del modelo DQ4CP1.7 es inferior a la del modelo DQ4CP pues el modelo DQ4CP1.7 tiene aproximadamente 2.5% de demanda de

medios ciclos inelásticos ($MC_{inelásticos}/Total\ MC$), mientras que el modelo DQ4CP presenta cerca del 10% (figura 25). En la dirección y se tienen porcentajes de demandas de medios ciclos inelásticos muy bajos, alcanzando algunos entrepisos valores máximos de aproximadamente 2.5% (figura 26), sin observar diferencias de importancia entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7.

Las demandas de ductilidad de entrepiso en dirección x se encuentran por debajo del factor de comportamiento sísmico $Q=4$, alcanzando valores máximos cercanos a tres en el sexto entrepiso. El modelo DQ4CP1.7 presenta en el primer entrepiso una demanda de ductilidad de $\mu=1.8$, mientras que el modelo DQ4CP tiene en ese mismo entrepiso una demanda de ductilidad del orden de $\mu=2.4$, sin apreciar diferencias significativas en el resto de los entrepisos (figura 23). Se observa una clara correspondencia entre los valores más altos de demanda de ductilidad y la mayor degradación de rigidez por trabajo inelástico, siendo que a las máximas demandas de ductilidad corresponden valores de rigidez inferiores a la mitad de la rigidez elástica si se toma la rigidez mínima, ó 65% de la rigidez elástica si se utiliza la rigidez promedio (figura 23). En dirección y las demandas de ductilidad alcanzan valores máximos de tres en el cuarto entrepiso, correspondiendo a estas demandas de ductilidad rigideces mínimas del orden del 35% de la rigidez elástica y rigideces promedio de aproximadamente 50% de la rigidez elástica (figura 24). En esta dirección, el modelo DQ4CP1.7 presenta en el primer entrepiso una demanda de ductilidad ligeramente menor a la del modelo DQ4CP.

Cuando se consideran las fuentes adicionales de sobrerresistencia, se tiene en dirección x valores máximos del orden de $\mu=1.5$ en el quinto nivel asociados a rigideces mínimas de aproximadamente 65% de la rigidez elástica y rigideces promedio de 80% de la rigidez elástica. La variación de las demandas de ductilidad de entrepiso con la altura es muy similar en los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, aunque se aprecia que en el primer entrepiso la demanda de ductilidad del modelo DQ4CP1.7 es menor (figura 25). En dirección y las demandas de ductilidad y degradación de rigidez se abaten considerablemente, permaneciendo la estructura prácticamente elástica con demandas máximas de ductilidad apenas mayores a la unidad en algunos entrepisos y valores de rigidez mínima y promedio prácticamente iguales a la rigidez elástica (figura 26), sin apreciar diferencias significativas entre los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7.

En dirección x, la mayoría de las fluencias se presentó en las trabes, fluyendo prácticamente todas, con excepción de las que se encuentran en los últimos dos niveles y algunas del doceavo nivel de los marcos exteriores. Todas las columnas ubicadas en planta baja fluyeron en su base, lo cual se considera aceptable para los niveles de desplazamiento que el sismo máximo contemplado por el reglamento le demanda a la estructura, dado que la magnitud de la rotación plástica máxima observada es reducida (figura 27).

También se presentan fluencias en la base de algunas columnas ubicadas en el segundo entrepiso, presentando el modelo DQ4CP1.7 menos fluencias en las columnas de este nivel que el modelo DQ4CP. Las columnas B1, C1, B5 y C5 del segundo entrepiso del modelo DQ4CP1.7, a diferencia de estas mismas columnas en el modelo DQ4CP, no tuvieron trabajo inelástico, seguramente como consecuencia de haber resultado con refuerzos distintos (figura 27 y tablas 1 y 3).

Adicionalmente, se observaron en ambos modelos fluencias en la base de las columnas A1, D1, A5 y D5 del tercer entrepiso y en la parte superior de las columnas A1, D1, A2, D2, A3, D3, A4, D4, A5 y D5 de los entrepisos seis y siete así como algunas del octavo entrepiso, apareciendo también en el entrepiso once fluencias en la base de algunas de las columnas ubicadas en los marcos exteriores, nuevamente, la magnitud de la rotación plástica máxima es reducida (figura 27).

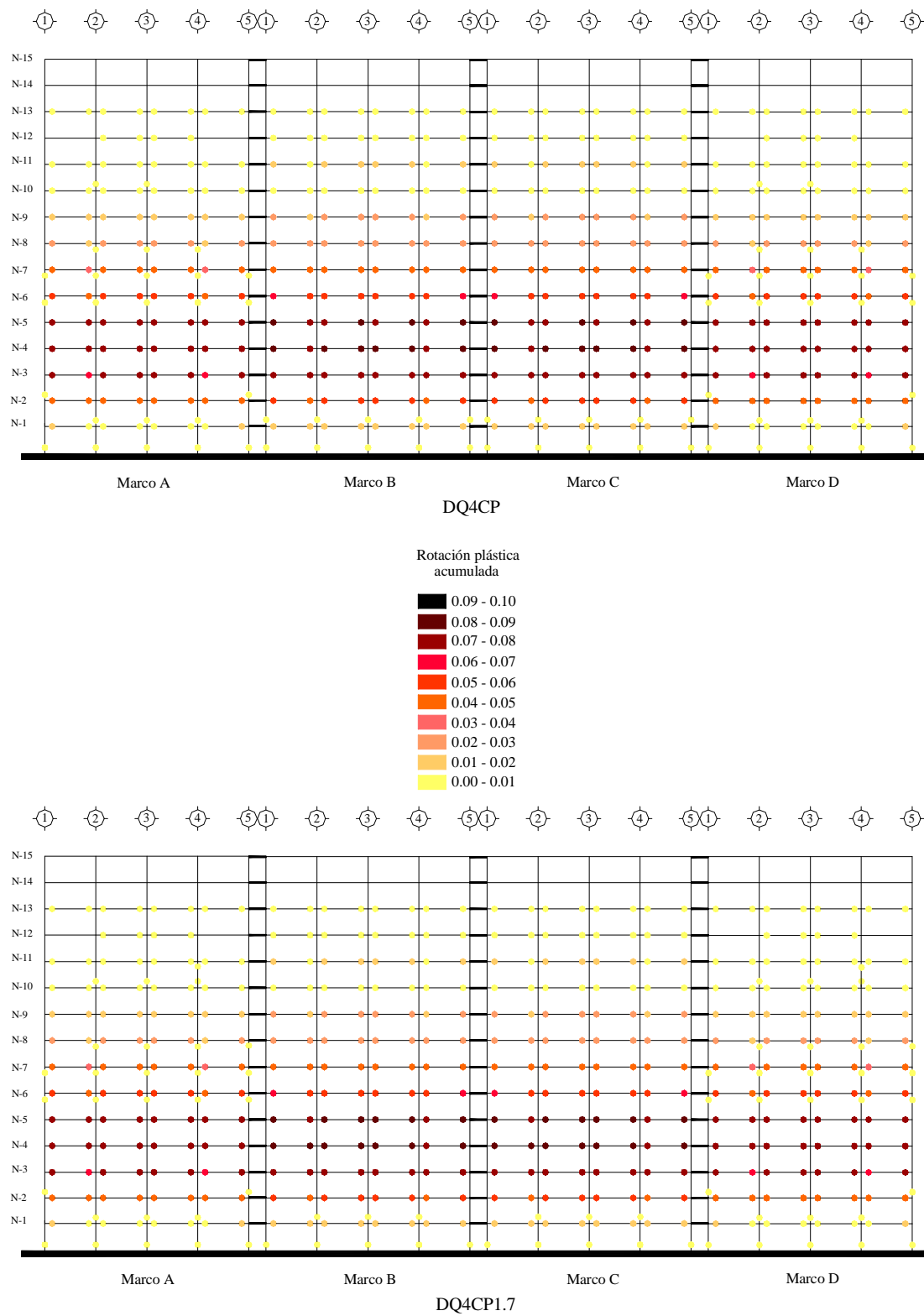


Figura 27 Rotaciones plásticas acumuladas en los miembros de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección x, considerando resistencias nominales

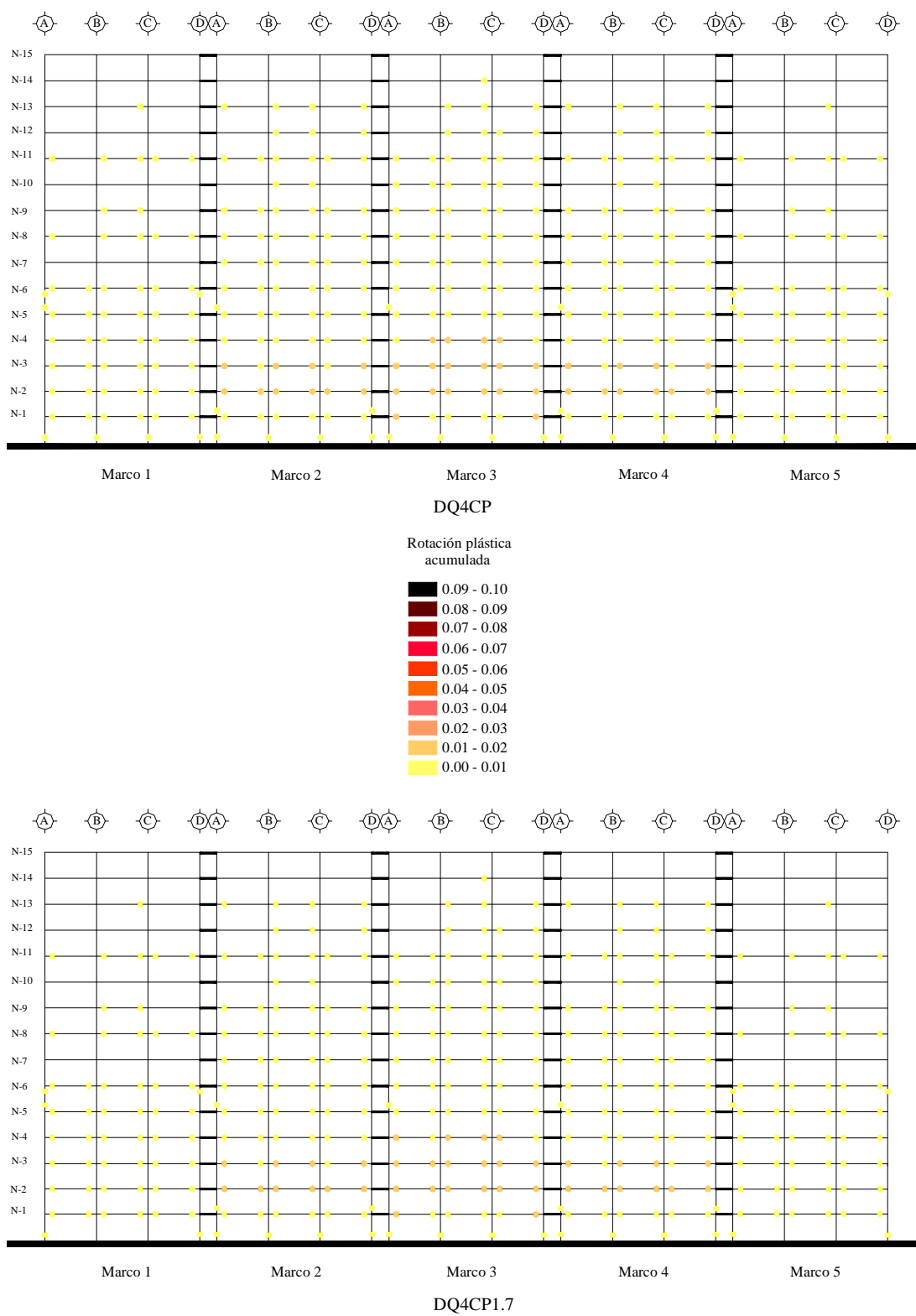


Figura 28 Rotaciones plásticas acumuladas en los miembros de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección y, considerando resistencias nominales

De hecho, todas las columnas que presentaron fluencias en los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7, y que arriba se acaban de enumerar, presentaron demandas de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad; mientras que las trabes presentaron valores cercanos a 0.09 rad, observándose claramente una concentración de trabajo inelástico en los niveles tres, cuatro y cinco y en particular en los marcos interiores (figura 27). Estas diferencias en las magnitudes de las rotaciones plásticas máximas observadas en vigas y columnas, además de su correspondiente mapeo, indican que el comportamiento inelástico observado corresponde en efecto al asociado a un diseño con mecanismo de falla último de viga débil – columna fuerte.

Las distintas magnitudes de las rotaciones plásticas en las vigas en elevación indican que éstas no son uniformes y que salvo para los niveles inferiores (2 a 8), no son muy altas, lo que ilustra claramente la crudeza de la recomendación de las NTCC y del ACI de considerar para fines de análisis y diseño un momento de inercia agrietado en vigas igual al 50% de su inercia bruta, lo cual es muy conservador, sobre todo cuando se consideran fuentes de sobrerresistencia relacionadas con su detallado como marco dúctil, donde las demandas de rotación en vigas disminuyen notablemente, como se aprecia en la figura 29.

En la dirección y fluyeron todas las columnas del modelo DQ4CP del primer entrepiso en su base, mientras que en el modelo DQ4CP1.7 no fluyeron las columnas B1, C1, B5 y C5 del primer entrepiso, siendo éstas columnas más reforzadas que las correspondientes columnas del modelo DQ4CP como consecuencia de la aplicación de la disposición relacionada con el incremento en 70 por ciento de la fracción de carga axial debida a sismo (figura 28 y tablas 1 y 3). En ambos modelos fluyeron en su base las columnas A2, D2, A4 y D4 del segundo entrepiso, y en el sexto entrepiso las columnas A1 y A5 en ambos extremos, en el extremo superior las columnas D1 y D5, y en el extremo inferior las columnas A2, A3 y A4.

Al igual que en dirección x, las columnas no presentaron rotaciones plásticas acumuladas mayores a 0.01 rad, mientras que las vigas no rebasaron el valor de 0.02 rad, concentrándose también el trabajo inelástico en los niveles dos y tres, predominando éste en los marcos interiores.

Al considerar las fuentes adicionales de sobrerresistencia en dirección x, dejan de fluir en su base dos columnas del modelo DQ4CP (A1 y D1) y cuatro columnas del modelo DQ4CP1.7 (A1, B1, C1 y D1) ubicadas todas en el primer entrepiso, estableciéndose esta diferencia por el diseño distinto de las columnas B1 y C1 de estos modelos (figura 29 y tablas 1 y 3). En el segundo entrepiso disminuye más el número de fluencias en columnas para el modelo DQ4CP que para el DQ4CP1.7, ya que en este último permanecen doce columnas articuladas en su base, mientras que en el modelo DQ4CP sólo ocho. En ambos modelos, se mantienen las fluencias en la parte superior de las columnas A1, D1, A2, D2, A3, D3, A4, D4, A5 y D5 (entrepiso seis) y A2, D2, A3, D3, A4 y D4 (entrepiso siete).

Las demandas de rotación plástica acumulada en columnas considerando la sobrerresistencia se mantuvieron también por debajo de 0.01 rad. El número de fluencias y demandas de rotación en trabes disminuyó notablemente, en particular para aquellas trabes ubicadas arriba del octavo nivel, disminuyendo todas las rotaciones plásticas acumuladas de tal suerte que se aprecian valores máximos de 0.04 rad en algunas trabes de los entrepisos tres y cuatro (figura 29).

Cuando se considerara la sobrerresistencia en dirección y (figura 30) la estructura responde casi de manera elástica, presentándose únicamente 12 fluencias en vigas y ninguna en columnas, concentrándose éstas en los niveles dos, tres, cuatro y ocho del marco interior, con valores de rotación plástica acumulada inferiores a 0.01 rad.

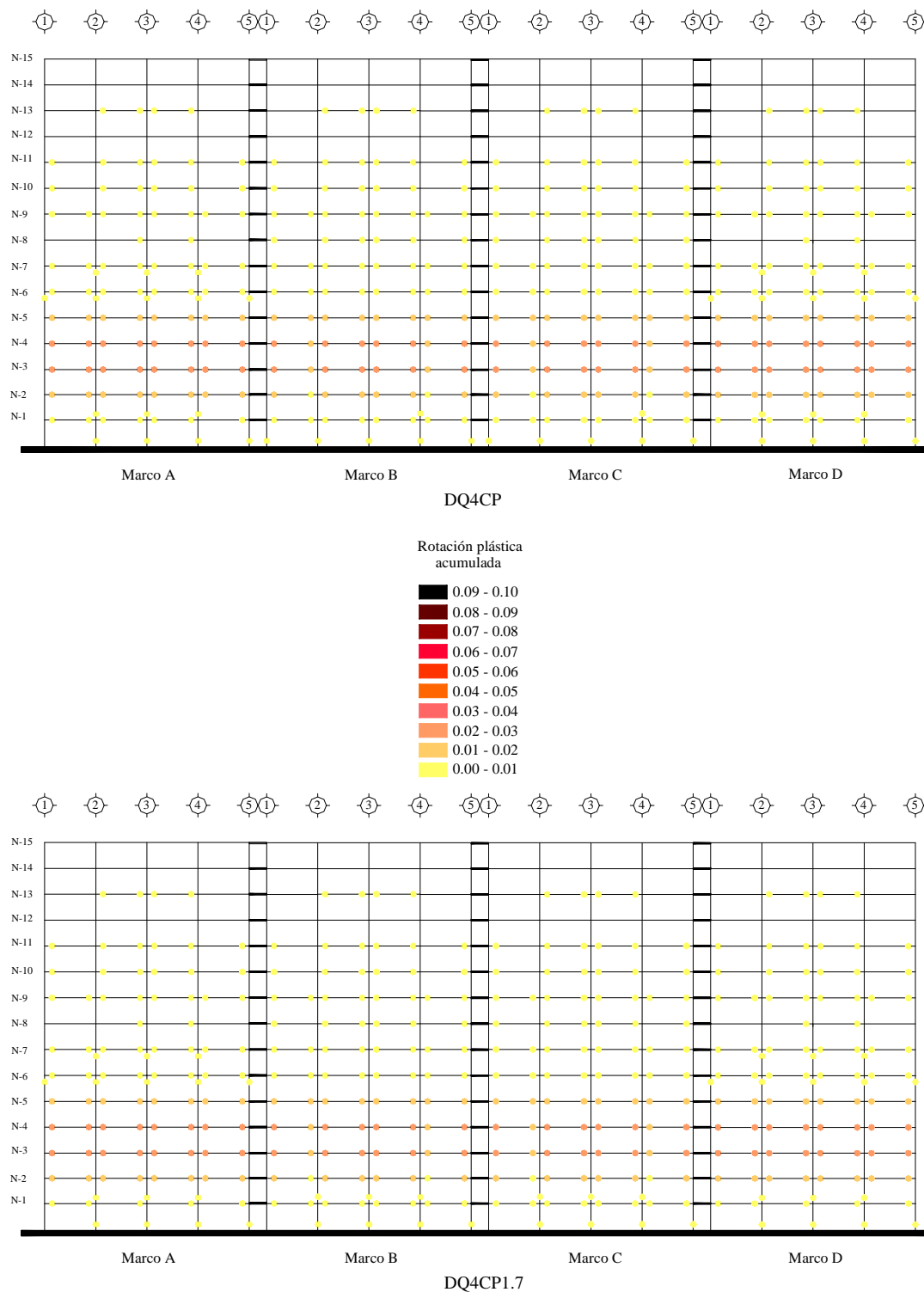


Figura 29 Rotaciones plásticas acumuladas en los miembros de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección x, considerando sobrerresistencia

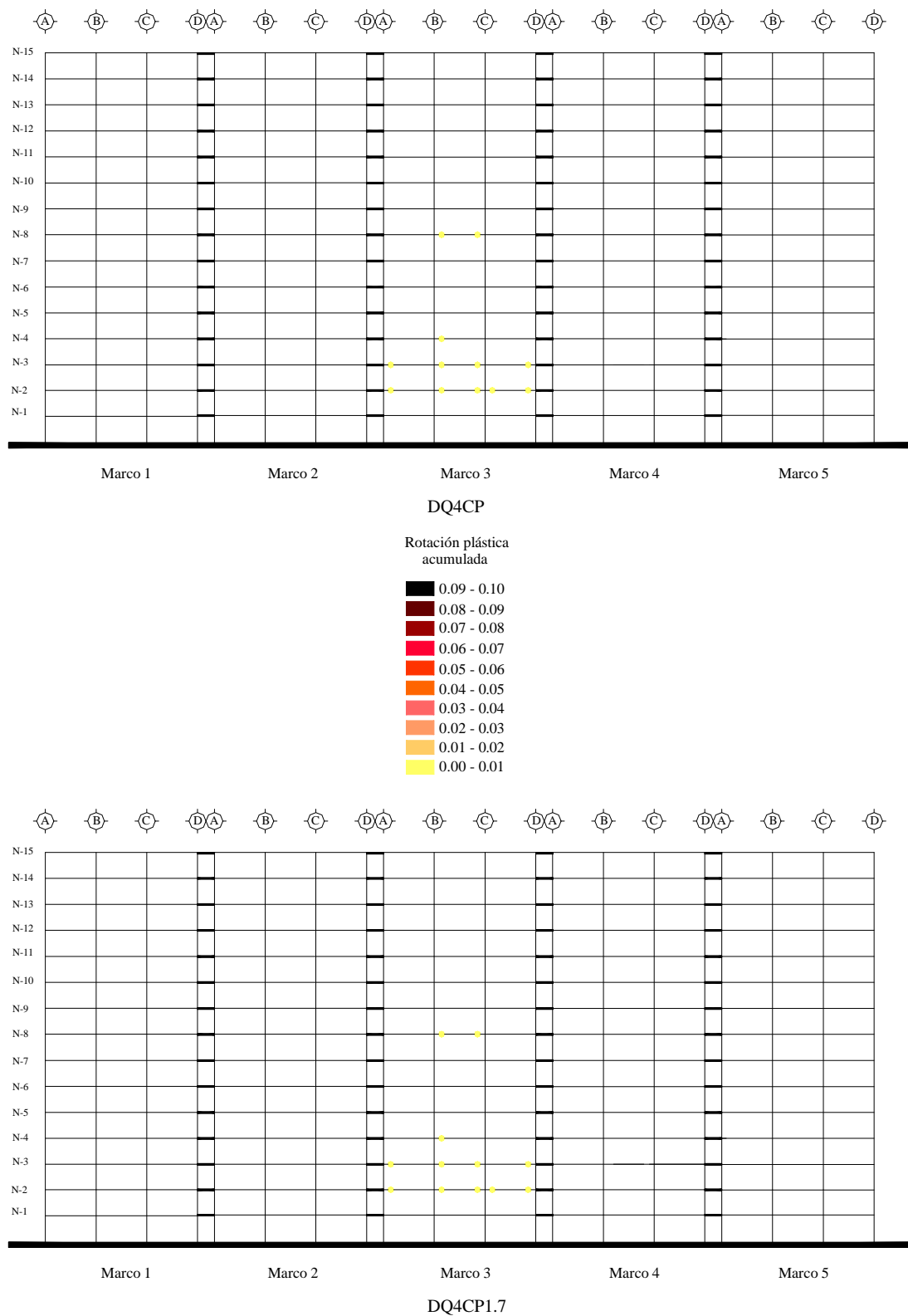


Figura 30 Rotaciones plásticas acumuladas en los miembros de los modelos DQ4CP y DQ4CP1.7 en dirección y, considerando sobrerresistencia

Cabe señalar que la distribución de las fluencias en las columnas del edificio en elevación no es aleatoria, coincidiendo la ocurrencia de éstas precisamente con los entrepisos en que se redujo en la etapa de diseño la sección de las columnas (tablas 2 y 4), lo cual lleva a pensar que la fluencia de las columnas es entre otras cosas, una consecuencia de la discontinuidad en rigidez y resistencia en elevación.

6 CONCLUSIONES

Como se demuestra en este estudio, existen muy pocas diferencias entre los diseños que contemplan e ignoran las disposiciones de las secciones 7.3 y 7.3.5.1 de la propuesta de NTCC-01, relacionadas con el incremento en 70 por ciento de la fracción de la carga axial debida a sismo para la obtención de la carga axial de diseño empleada en el dimensionamiento de las columnas de marcos dúctiles diseñados con $Q=4$.

Estas pequeñas diferencias se presentan fundamentalmente en las columnas ubicadas en los primeros entrepisos y en la periferia del edificio, es decir, en las columnas de borde, pero no en las columnas de esquina. En las columnas centrales no se observaron diferencias en las demandas de refuerzo longitudinal, independientemente de su ubicación en elevación, ni en las columnas de los niveles superiores sin importar su ubicación en planta.

El hecho que la aplicación de las disposiciones en cuestión sólo tengan repercusión en las columnas ubicadas en el primer entrespacio y periferia hace que las diferencias en el comportamiento inelástico sean mínimas y de carácter local.

Los resultados de este estudio y los de investigaciones previas (Luna 2000) motivaron la cancelación de este requisito, que apareció por primera vez en 1987 y se mantuvo vigente hasta la propuesta de 2001, de las NTCC-04 vigentes. En trabajos previos (Luna y Tena, 2002) se demostró que tal disposición no está basada en estudios que metodológicamente sean apropiados para justificarla. De hecho, como se ha comentado en otros estudios, esta disposición no existe en ningún otro reglamento de vanguardia a nivel mundial para el diseño de marcos dúctiles, y dado que muchos de los programas de análisis y diseño más utilizados en México, al ser de procedencia extranjera, no contemplan esta disposición exclusiva de la propuesta de las NTCC hasta antes de 2004, lo que complicaba enormemente el proceso de diseño de marcos dúctiles y desincentiva el que se diseñe con marcos dúctiles de concreto reforzado en México, que es lo que precisamente se desea fomentar.

Finalmente, el estudio también ilustra que aún considerando resistencias nominales, una estructura de concreto diseñada con criterios para marcos dúctiles sujeta a un acelerograma intenso asociado al espectro de diseño, como el registrado en SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, desarrolla magnitudes notablemente distintas de rotaciones plásticas en vigas en su elevación, demostrando que éstas no son uniformes y salvo para niveles inferiores e intermedios, éstas no son altas, lo que ilustra claramente la crudeza de la recomendación de reglamentos de concreto reforzado como las NTCC y el ACI de considerar para fines de análisis y diseño una inercia efectiva en vigas igual al 50% de su inercia bruta, lo cual es conservador, sobre todo cuando se consideran fuentes de sobrerresistencia relacionadas con su detallado como marco dúctil, donde las demandas de rotación en vigas disminuyen notablemente.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Ing. Gerardo Corona el haber facilitado el uso del programa ECOgcW versión 2.06 para la elaboración de los diseños de los edificios presentados en este estudio conforme a la propuesta de las NTCC-01.

REFERENCIAS

Corona, G (2003), "ECOgcW versión 2.06, análisis y diseño de edificios de concreto. Guía rápida de uso", www.gcingeneria.com.

Correa, H (2005), "Evaluación de los criterios de diseño sísmico de la propuesta de Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2001) para edificios regulares con base en marcos dúctiles de concreto reforzado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, mayo.

Fuentes, L R (2000), "Modelos calibrados de un edificio instrumentado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre.

Kent, D C y R Park (1971), "Flexural members with confined concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol 97, No ST7, pp.1969-1990, julio.

Luna, J L (2000), "Estudio de los criterios del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y sus normas técnicas complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos de concreto reforzado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Postgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, enero.

Luna, J L y A Tena (2002), "Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de concreto reforzado", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 66, pp 1-43, junio.

NTCC-87 (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, noviembre.

NTCC-96 (1996), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, marzo.

NTCC-01 (2001), "Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", 99 pp, abril.

NTCC-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.

NTCS-87 (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, noviembre.

NTCS-95 (1995), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.

NTCS-01 (2001), "Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", 21 pp, abril.

NTCS-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.

Prakash, V., G.H. Powell y F. Fillipou (1992), "DRAIN-2DX: Base program user guide", Report No. UBC/SEMM-92/29, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.

Riobóo, J M (1995), "Estructuras de concreto", *Simposio Internacional: La Ingeniería Civil a 10 Años de los Sismos de 1985*, México, DF, pp 123-127, septiembre.

Rodríguez, M y J C Botero (1994), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", *Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Zacatecas, México, Vol I, pp 302-311, noviembre.

COMPARACIÓN DE TRES MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA VISCO ELÁSTICOS DE GOMA

Roberto Aguiar Falconí

Dr. Ing. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército
Email: raguiar@espe.edu.ec

Yordy Mieles

Ing. M.Sc. Departamento de Post Grado. Universidad Técnica de Manabí

RESUMEN

Se comparan las respuestas en el tiempo, que se obtienen en tres estructuras con disipadores de energía visco elásticos de goma, de tres, seis y nueve pisos, empleando el Método de la Energía Modal de Deformación, el Método del Espectro de Capacidad y el Método N2. En el primer método, una vez que se obtiene los factores de amortiguamiento, equivalente de la estructura con los disipadores, para cada modo de vibración se realiza un análisis elástico. En cambio en los otros dos métodos se obtiene primero la curva de capacidad sísmica resistente mediante un análisis no lineal estático, también conocida como pushover, en que se cambia la matriz de rigidez de acuerdo al daño que experimentan sus elementos y luego se aplican los respectivos algoritmos de cálculo.

Cada estructura se analiza ante la acción de tres eventos sísmicos y son el sismo de El Centro de 1940, el de Chile de 1985 y el de México de 1985. Los dos primeros son de alta frecuencia y el tercero de baja frecuencia. La comparación de las respuestas en el tiempo se las efectúa a nivel de desplazamientos laterales máximos en cada piso y de derivas de piso.

Palabras claves: Método N2, método del espectro de capacidad, visco elástico, pushover.

ABSTRACT

The answers are compared in time, obtained by three structures with energy dissipaters, of three, six and nine floors, using the Deformed Model of Energy Method, the Spectral Capacity Method and Method N2. In the first method, once the shock valves are obtained, equal to the structure with the dissipaters, for each mode vibration of vibration an elastic analysis is carried out however, using the other two methods the resistant seismic capacity curve is obtained first by a non-static linear analysis, also know as pushover, in which the original rigidity changes according to the damage its elements experimented and after the calculus algorithms are applied.

Each structure is analyzed before the action of the three seismic events and they are the seismic of The Centro of 1940, Chile in 1985, and Mexico of 1985. The first two are high frequency and the third low frequency. The comparison of the answers at the time they are realized at maximum lateral displacement levels in each floor and derived floor.

Key words: Method N2, Spectrum capacity method, elastic dissipaters, pushover.

1. ANTECEDENTES

Una forma eficiente de reforzar estructuras ante acciones sísmicas, es mediante la incorporación de disipadores de energía visco elásticos como el mostrado en la figura 1, que está compuesto por un perfil cerrado y en sus caras exteriores se tiene goma y sobre ellas perfiles abiertos. De tal manera que la goma se halla entre dos perfiles de acero, en cada cara y la disipación de energía se produce por las deformaciones de corte de la goma que está vulcanizada a los perfiles. Aguiar (2007, 1).

Una de las ventajas que se tienen al utilizar el disipador de energía visco elástico, descrito en la figura 1, es que al incorporarse a la estructura su análisis se realiza con Teoría Lineal, aplicando el Método de la Energía Modal de Deformación, **MEMD**. Inaudi *et al* (1993) luego que se determina el factor de amortiguamiento equivalente del sistema en cada modo de vibración de la estructura con disipadores de energía. Aguiar y Prado (2007).

En el laboratorio se encontró que efectivamente los lazos de histéresis del disipador de energía indicado en la figura 1, pueden ser descritos por el modelo Kelvin Voight. Aguiar y Jiménez (2007). Este modelo establece que el disipador tiene dos componentes una de tipo viscoso definida por el producto del amortiguamiento por la velocidad y otra elástica definida por el producto de la rigidez por el desplazamiento.

Al incorporar el disipador de energía visco elástico a la estructura, se incrementa la rigidez del sistema. Aguiar y Beltrán (2007), se incrementa el amortiguamiento del sistema lo que ocasiona que exista una mayor disipación de energía.

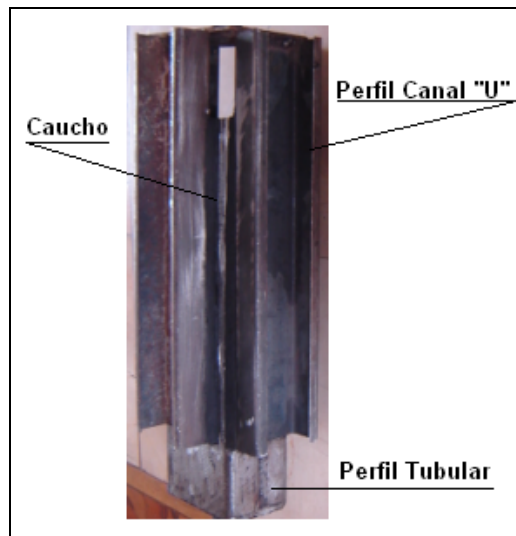


Figura 1 Disipador de energía utilizado en el estudio.

En resumen al incorporar el disipador visco elástico, la estructura se mantiene lineal pero se ha incrementado la rigidez y amortiguamiento del sistema. Jara y Casas (2002).

El objetivo de este artículo es comparar la respuesta en el tiempo, mediante un análisis sísmico plano en tres edificios de tres seis y nueve pisos que se halla mediante el MEMD, con los que se obtienen al aplicar el Método del Espectro de Capacidad **MEC** y el Método **N2**.

2. MÉTODOS DE ANÁLISIS

Al final del apartado anterior, se indicó los métodos de análisis sísmico que se utilizan en este artículo, los aspectos más importantes de cada uno de ellos se describen a continuación.

2.1 Método de la Energía Modal de Deformación, MEMD

En Aguiar y Beltrán (2007) se describe, paso a paso, la forma como se obtiene la matriz de rigidez lateral de un pórtico plano con el disipador de energía mostrado en la figura 1 y posteriormente se presenta el cálculo de la matriz de rigidez en coordenadas de piso.

La rigidez axial equivalente k_e' de la diagonal que contiene al disipador visco elástico se halla con las siguientes ecuaciones:

$$k_e' = \frac{\eta_e (1 + \eta^2)}{\eta (1 + \eta_e^2)} k'$$

$$\eta_e = \frac{\eta}{1 + \frac{k'}{k_d} (1 + \eta^2)}$$

Donde η_e es el factor de pérdida de la diagonal que contiene al disipador; η es el factor de pérdida de la goma; k' es la rigidez al corte de la goma; k_d es la rigidez de la diagonal.

$$K_d = \frac{E}{\frac{L_1}{A_1} + \frac{L_2}{A_2}}$$

$$k' = \frac{G_a A}{e} \quad A = 4 b L$$

Siendo E el módulo de elasticidad del acero; L_1, L_2 son las longitudes del perfil cerrado y del perfil canal; G_a es el módulo de corte de la goma; A es el área de la goma que trabaja al corte; e es el espesor de la goma; b es el ancho de la goma y L es la longitud de la goma.

La ecuación fundamental del MEMD es la determinación del factor de amortiguamiento ζ_j donde el subíndice j representa el modo de vibración, con la siguiente expresión:

$$\zeta_j = \beta_j \frac{\overline{w_j}}{w_j} + \frac{\eta_e}{2} \left(1 - \frac{\overline{w_j}^2}{w_j^2} \right)$$

Donde β_j es el factor de amortiguamiento de la estructura en el modo j ; η_e es el factor de pérdida equivalente descrito en la ecuación (2); $\bar{\omega}_j$ la frecuencia natural de la estructura sin disipadores de energía en el modo j y $\hat{\omega}_j$ la frecuencia natural de la estructura con disipadores en el modo j .

El primer término de la ecuación (5) corresponde al amortiguamiento de la estructura, sin disipador y el segundo término al amortiguamiento esperado en los disipadores. En Aguiar y Prado (2007) se detalla el cálculo.

Una vez que se tiene definida las matrices de rigidez K , de masas M y el factor de amortiguamiento equivalente ζ_j se halla la matriz de amortiguamiento C empleando el algoritmo de Wilson y Penzien (1972).

$$C = \sum_{i=1}^n C_i$$

$$C_i = \frac{2 \zeta_i \hat{\omega}_i}{M_i^*} (M \phi_i) (\phi_i^t M)$$

$$M_i^* = \phi_i^t M \phi_i$$

Siendo C_i la matriz de amortiguamiento en el modo i ; ζ_i el factor de amortiguamiento hallado con la ecuación (5); $\hat{\omega}_i$ es la frecuencia natural de la estructura con disipadores de energía en el modo i ; ϕ_i es el modo de vibración i de la estructura con disipadores.

Finalmente para encontrar la respuesta en el tiempo se aplicó el Método denominado Procedimiento de Espacio de Estado. Se pudo aplicar otro Método pero el P.E.E. es un método estable. La deducción y aplicación de éste método al igual que el Algoritmo de Wilson y Penzien se encuentra en Aguiar (2007, 2).

2.2 Método del Espectro de Capacidad, MEC

El **MEC** fue propuesto por Freeman (1975), Freeman et al (1978) y luego fue olvidado, en la última década del siglo XX nuevamente se lo ha vuelto a utilizar con una serie de modificaciones. El ATC-40 (1996) presentó tres procedimientos de cálculo con este método los mismos que han sido criticados por otros investigadores quienes han presentado nuevas propuestas a este método. Chopra y Goel (1999, 2000, 2002).

La base del MEC, al igual que del método N2, que se verá en el próximo sub apartado, es la curva de capacidad sísmica resistente, que relaciona el desplazamiento máximo en el tope, D_t de una estructura con el cortante basa, V . Esta curva se halla mediante análisis estático incremental no lineal. Aguiar (2007, 3) desarrolló el programa DISIPA que sirve para encontrar la curva de capacidad sísmica en pórticos planos con disipadores de energía visco elásticos de goma, de la forma indicada en la figura 1.

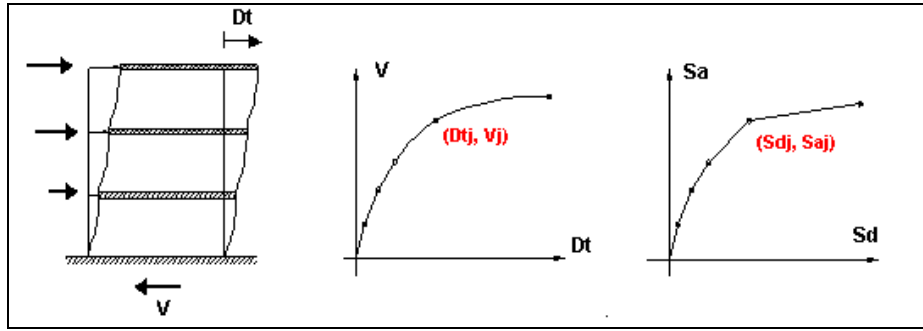


Figura 2 Curva de Capacidad y Espectro de Capacidad

En la figura 2 se ilustra la forma como se obtiene el Espectro de Capacidad **E.C.** de una estructura, a la izquierda se presenta un pórtico al cual se le aplican cargas estáticas incrementales, en la parte inferior está el cortante basal V que es igual a la suma de estas fuerzas y en la parte superior el desplazamiento lateral D_t que generan estas fuerzas. Al centro se tiene la curva de capacidad sísmica resistente y se ha señalado un punto cualquiera que tiene coordenadas (D_{tj}, V_j) y a la derecha el E.C. que relaciona el desplazamiento espectral S_d con la aceleración espectral S_a . Cada punto del E.C. se halla con las siguientes ecuaciones:

$$S_{dj} = \frac{D_{tj}}{\gamma_j \phi_{t1}}$$

$$S_{aj} = \frac{V_j}{M_T \alpha_1}$$

Donde, D_{tj} y, V_j son el desplazamiento lateral máximo y el cortante basal asociado, para el punto j de la curva de capacidad resistente; γ_j , es el factor de participación dinámica para el primer modo en el punto j . ϕ_{t1} , es la amplitud en el tope asociado al primer modo; α_1 , es el factor de participación del primer modo en el cortante basal y, M_T , es la masa total de la estructura. En Aguiar (2002) se detalla la forma de cálculo del E.C.

Por otra parte, la demanda sísmica representada por los espectros, sean estos de respuesta o de diseño, vienen en el formato que relaciona el período T con la aceleración espectral S_a . Esta demanda se presenta en el formato $S_d - S_a$ utilizando la definición de Seudo Espectro.

Finalmente, se coloca en una sola figura la capacidad de la estructura, representada por su E.C. y la demanda sísmica representada por el espectro de demanda **E.D.** y se aplica en este caso el M.E.C. y en el próximo sub apartado se aplicará el Método N2.

Una vez que se ha colocado en el mismo formato el E.C. y el E.D. se construyen espectros inelásticos para diferentes demandas de ductilidad μ , empleando las siguientes ecuaciones:

$$S_{ai} = \frac{S_{ae}}{R_\mu}$$

$$S_{di} = \frac{\mu S_{de}}{R_{\mu}}$$

Donde S_{de} , S_{ae} son las ordenadas del espectro de demanda elástico; S_{ai} , S_{di} son las ordenadas del espectro de demanda inelástico para una ductilidad μ y R_{μ} es el factor de reducción por ductilidad.

Existe una gran cantidad de trabajos sobre R_{μ} , un acopio de los mismos se halla en Aguiar (2007, 4), Leandro y Santana (2004) pero en este artículo se utiliza la ecuación propuesta por Aguiar *et al* (2007) quienes encontraron este factor en base a 112 sismos artificiales compatibles con los espectros del Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000. Las ecuaciones a las que llegan, son:

$$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) \left[\frac{a T (1 - 0.165 \mu)}{a T (1 - 0.165 \mu) + 4900} \right]$$

Donde el parámetro a depende del tipo de suelo y está definido en la tabla 1, para los cuatro perfiles de suelo que contempla el CEC-2000.

Tabla 1 Valores del parámetro a , Aguiar *et al* (2007, 1)

| Variable | Suelo S1 | Suelo S2 | Suelo S3 | Suelo S4 |
|----------|----------|----------|----------|----------|
| a | 100500 | 91000 | 73600 | 38900 |

En la figura 3 se describe el MEC, no se presenta el espectro de demanda elástico pero si se presentan los espectros de demanda inelásticos para ductilidades de 2.38 y 4. Se presenta también la curva de capacidad sísmica. Para el espectro de demanda con $\mu = 2.38$ se observa que este intercepta el espectro de capacidad en un desplazamiento $d_t = 0.083 \text{ m}$. Por otro lado, al dividir esta cantidad para el desplazamiento de fluencia de la estructura que es 0.0351 m., se halla que es aproximadamente igual a la demanda de ductilidad μ .

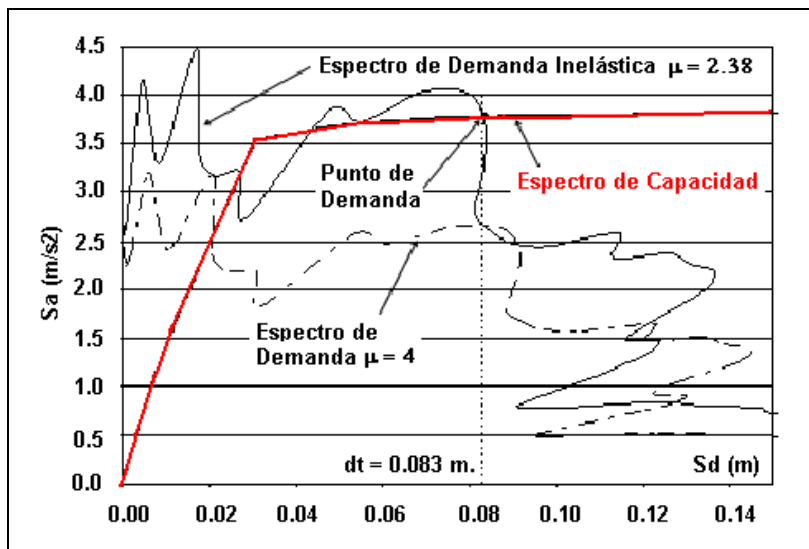


Figura 3 Descripción del Método del Espectro de Capacidad.

Por lo tanto, el punto de desempeño se halla en forma iterativa hasta cuando la ductilidad del espectro de demanda es aproximadamente igual a la ductilidad del espectro de capacidad.

La definición de espectro está asociada a un sistema de un grado de libertad. Por lo tanto, el desplazamiento que se encuentra en el MEC o en el Método N2 está asociado a un grado de libertad. Para encontrar el desplazamiento máximo en el tope del edificio D_t hay varias ecuaciones de paso, una de ellas es la propuesta por Algan (1982) mediante el parámetro β_1

$$D_t = \beta_1 d_t$$

$$\beta_1 = \frac{3N}{2N+1}$$

Donde D_t , d_t son los desplazamientos laterales máximos en el sistema de múltiples grados de libertad y en el de un grado de libertad; N es el número de pisos. La ecuación de Algan fue obtenida a partir del análisis, de una viga de corte de sección constante, modelada como un continuo. Existen otros trabajos para determinar β_1 como el desarrollado por Miranda y Reyes (2002) en que analizan una viga de corte acoplada a una de flexión pero de sección variable.

Otra forma de hallar β_1 , proviene de la Dinámica de Estructuras, mediante el Factor de Participación Modal, **FPM**, para seguir con la misma nomenclatura se denomina β_1 y se halla con la siguiente expresión:

$$\beta_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N M_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N (M_i \phi_i^2)} \right] \phi_m$$

Donde M_i es la masa del nivel i ; ϕ_i es la ordenada de la forma modal fundamental en el nivel i ; N es el número de pisos; ϕ_m es la amplitud del modo fundamental en la azotea.

Método N2

En el Método N2, Fajfar (2000) se obtiene un modelo bilineal del E.C. cuya rama elástica cumpla con la condición de que intercepte la curva del E.C. en un punto cuya ordenada espectral sea aproximadamente igual al 60% de la resistencia de plastificación. A la izquierda de la figura 4 se presenta el E.C. y el modelo bilineal de una estructura.

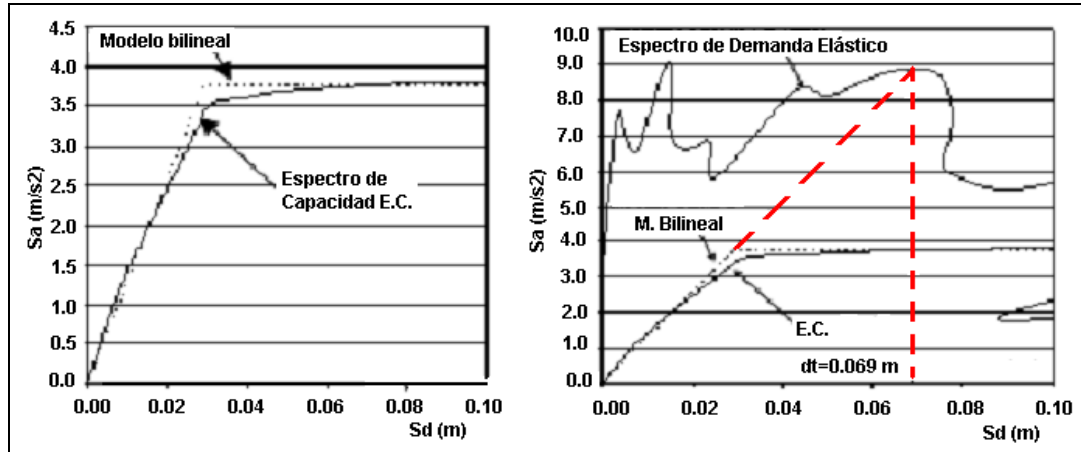


Figura 4 Descripción del Método N2

El modelo bilineal y el espectro de demanda elástico se colocan en formato $S_d - S_a$ como se ilustra a la derecha de la figura 4. El punto de desempeño se halla prolongando la rama elástica del E.C., hasta que intercepta el espectro de demanda elástico. Para la estructura de la figura 4, se halla que el desplazamiento $d_t = 0.069 \text{ m}$.

Finalmente se obtiene el desplazamiento en el último piso de la estructura D_t aplicando la ecuación de Algan o el F.P.M. Con este desplazamiento D_t se hallan los desplazamientos en los pisos inferiores ingresando al programa con el cual se obtuvo la curva de capacidad sísmica resistente.

Cuando se aplica la técnica del pushover se aplican cargas laterales en cada piso y se hallan los desplazamientos laterales en cada piso, que estas producen. Esto para cada incremento de carga. Si bien es cierto se obtiene el desplazamiento en el tope del edificio D_t y el cortante basal V , no es menos cierto que para cada D_t se tienen los desplazamientos laterales en los pisos inferiores. Las cargas laterales que se aplicaron en este estudio fueron proporcionales al primer modo de vibración.

3. ESTRUCTURAS ANALIZADAS

Se analizaron tres estructuras de tres, seis y nueve pisos, cuya configuración en planta es la indicada en la figura 5. Los disipadores de energía se colocaron en los pórticos exteriores y se han presentado con línea continua en la figura 5.

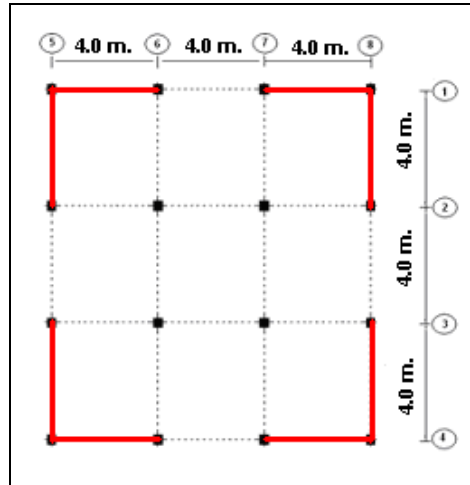


Figura 5 Planta tipo de las estructuras de 3, 6 y 9 pisos.

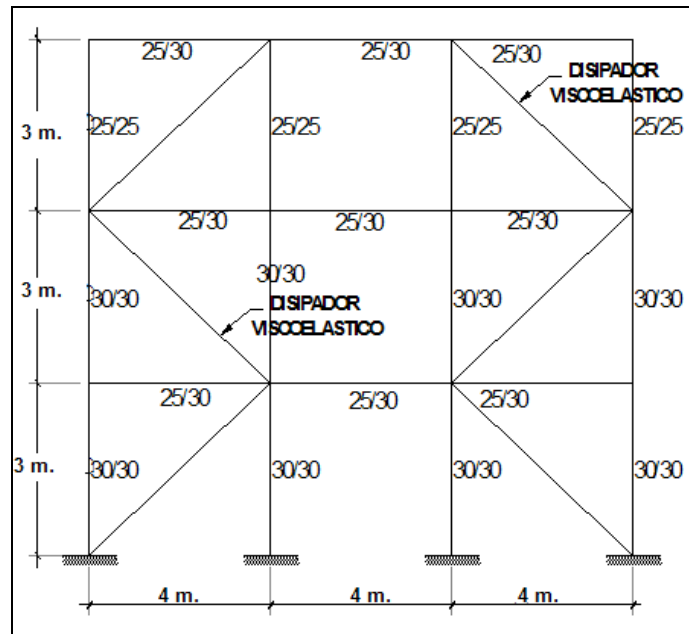


Figura 6 Dimensiones de un pórtico exterior y ubicación de los disipadores de energía.

La distribución de los disipadores de energía visco elásticos, en elevación se indica en la figura 6, para el caso de un edificio de tres pisos. Lo importante es notar la forma en que se colocan las diagonales; de igual manera se colocaron para los edificios de seis y nueve pisos.

El disipador está compuesto por un perfil tubular cuadrado de 10 cm., de lado y 3 mm., de espesor que tiene un área transversal de 11.41 cm^2 . La longitud del perfil tubular es de 4.0 m. La goma tiene un ancho de 8 cm., un espesor de 2 cm., y una longitud de 2.0 m. Los perfiles canales tipo "U" son de 10 cm./ 5 cm., y un espesor de 2 mm; cada perfil tiene un área de 3.87 cm^2 . Por consiguiente el área de los cuatro perfiles es de 15.48 cm^2 . En la figura 7 se presenta la sección transversal del disipador y a la derecha la longitudinal. La goma tiene un módulo de corte $G_a = 7 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de pérdida $G_p = 1.4 \text{ kg/cm}^2$. Este disipador se utilizó también en los edificios de seis y nueve pisos.

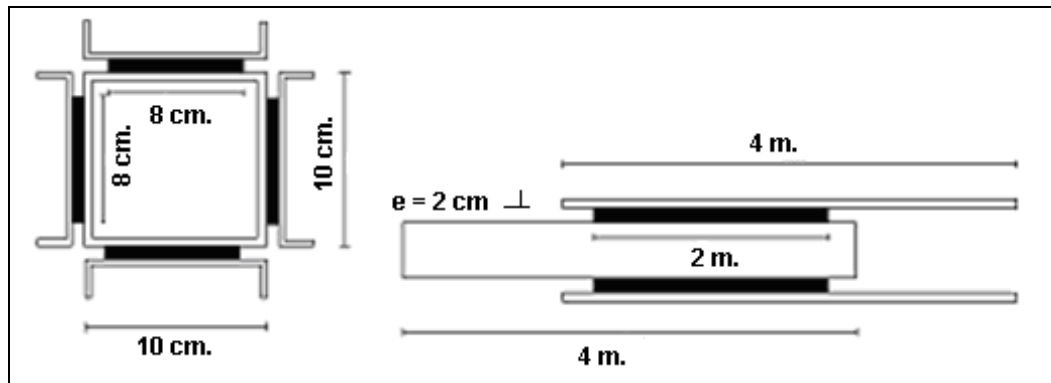


Figura 7 Sección transversal y longitudinal del disipador de energía.

Se realizó un análisis sísmico plano de cada estructura, para lo cual se analizó el pórtico exterior, que contiene los disipadores de energía; las dimensiones de las vigas y columnas al igual que la carga muerta considerada se indica en la tabla 2.

Tabla 2 Dimensiones de vigas y columnas, de pórtico exterior. Carga muerta considerada.

| Edificio | Base y altura de columnas (superior) y vigas (inferior) (cm.) | | | | | | | | | Carga Muerta (T/m ²) |
|----------|---|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|----------------------------------|
| | 1 nivel | 2 nivel | 3 nivel | 4 nivel | 5 nivel | 6 nivel | 7 nivel | 8 nivel | 9 nivel | |
| 3 pisos | 30/30 (25/30) | 30/30 (25/30) | 25/25 (25/30) | | | | | | | 0.75 |
| 6 pisos | 40/40 (30/40) | 40/40 (30/40) | 35/35 (30/35) | 35/35 (30/35) | 25/25 (25/30) | 25/25 (25/30) | | | | 0.75 |
| 9 pisos | 50/50 (30/40) | 50/50 (30/40) | 50/50 (30/40) | 45/45 (30/40) | 45/45 (30/35) | 45/45 (30/35) | 40/40 (30/35) | 40/40 (30/35) | 30/30 (25/30) | 0.75 |

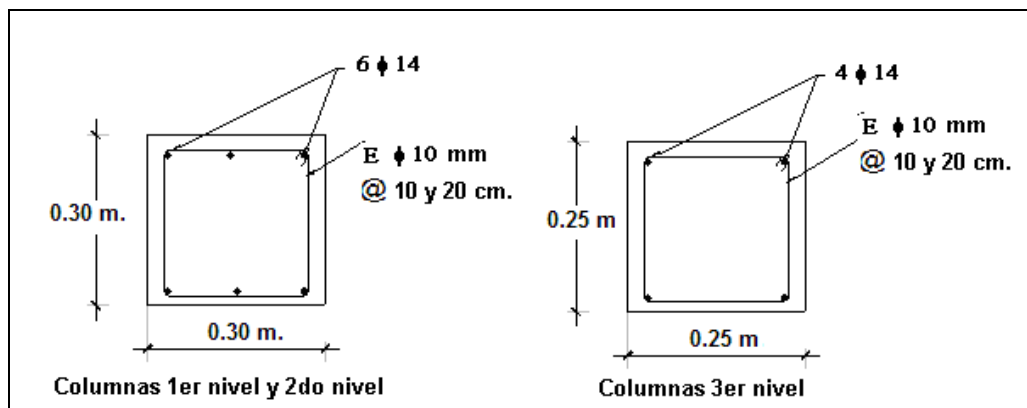


Figura 8 Armadura de columnas de pórtico exterior de edificio de tres pisos.

Para aplicar los métodos MEC y N2 se necesita conocer la armadura longitudinal y transversal de las columnas y vigas. Para el caso de la estructura de tres pisos, en la figura 8 se indica la armadura longitudinal de las columnas y en la figura 9 de las vigas.

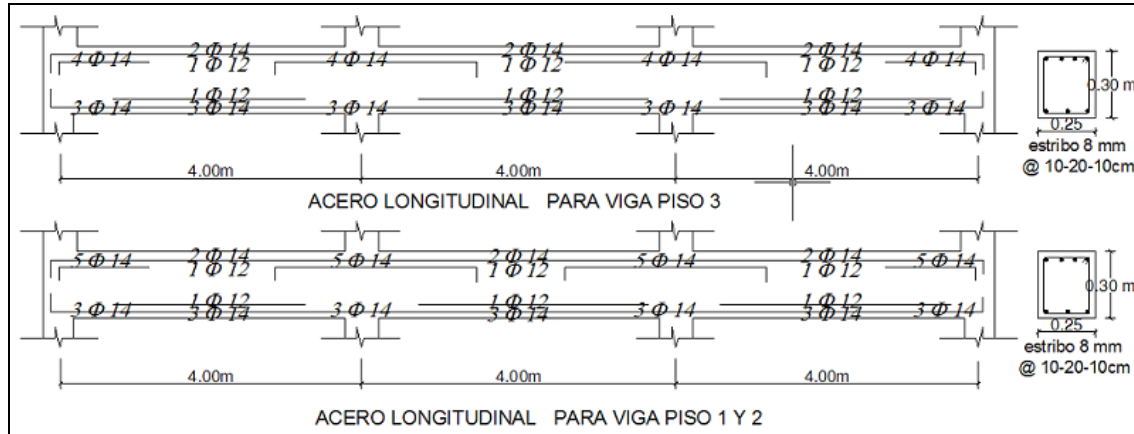


Figura 9 Armadura de vigas exteriores de edificio de tres pisos.

Las estructuras sin disipadores de energía son bastante flexibles, razón por la cual han sido reforzadas con disipadores de energía visco elásticos de goma. Lo propio sucede con la sección transversal de las columnas y vigas de los edificios de seis y nueve pisos. En Mielles (2007) se indica la armadura de estos edificios.

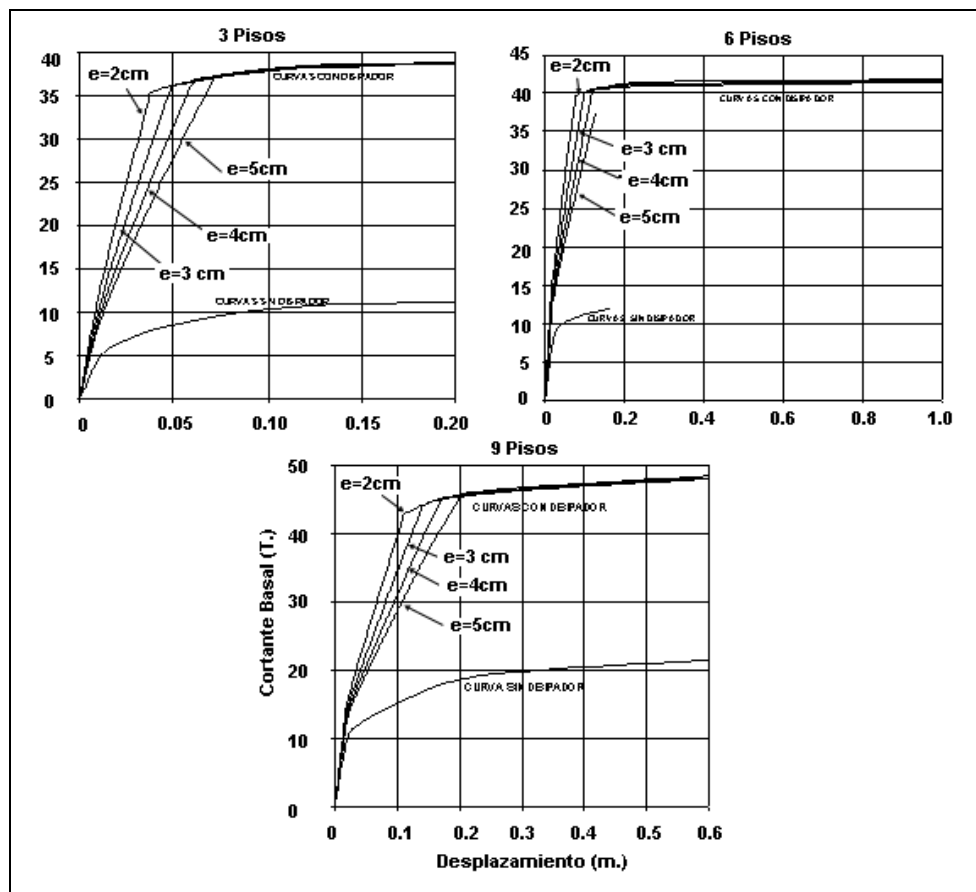


Figura 10 Capacidad Sísmica resistente de Estructuras de 3, 6 y 9 pisos

En la figura 10 se presentan las curvas de capacidad sísmica resistente de las estructuras analizadas. La curva inferior corresponde a la estructura sin disipadores de energía y las curvas superiores a las estructuras con disipadores de energía, con diferentes espesores de goma. Esto únicamente con el objeto de ver como influye el espesor de la goma en la

capacidad sísmica, las restantes dimensiones del dissipador se mantuvieron constantes y son las indicadas en la figura 7.

A mayor espesor de goma, la rigidez inicial del sistema disminuye pero la resistencia es mayor. Cuando el espesor de la goma es mayor a 3 cm., se debe colocar en la parte central de la goma una placa de acero.

Como se indicó anteriormente, en el estudio realizado se trabajó con gomas de 2 cm., de espesor. Con esta acotación, en la figura 11, se indican los E.C. de las estructuras analizadas.

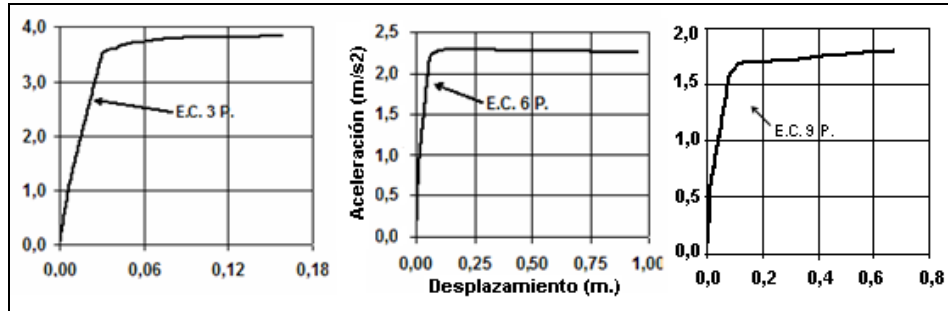


Figura 11 Espectro de capacidad de estructuras de 3, 6 y 9 pisos.

4. SISMOS DE ANÁLISIS

Las estructuras van a ser analizadas ante tres eventos sísmicos que son: el sismo de El Centro, California, registrado el 18 de mayo de 1940, se trabaja con la componente N-S que tuvo una aceleración máxima del suelo igual a 0.348 g., siendo g., la aceleración de la gravedad; se lo identificará con la letra C.

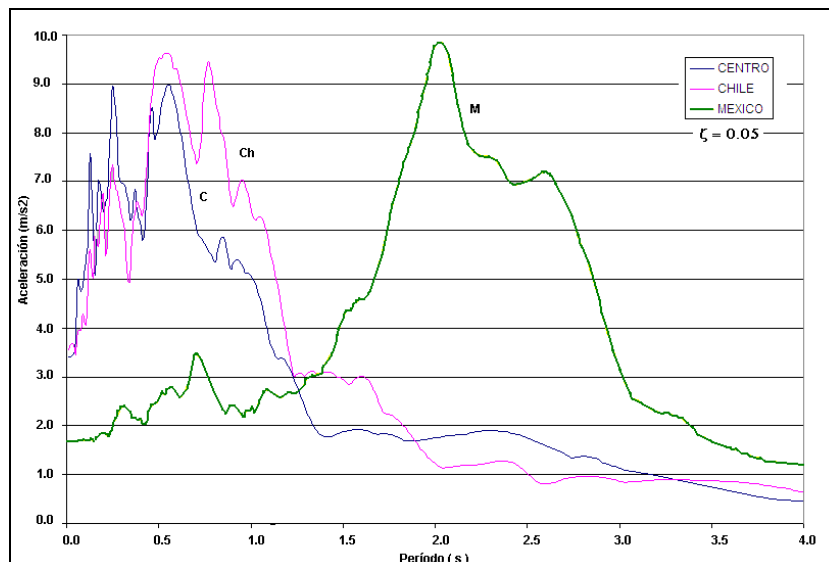


Figura 12 Espectros de respuesta elásticos de sismos seleccionados para el estudio.

Ante el sismo de Chile registrado el 3 de marzo de 1985, se trabaja con un registro de Viña del Mar, que tuvo una aceleración máxima del suelo igual a 0.363 g., se lo identifica como Ch. y ante el sismo de México del 19 de septiembre de 1985, se trabaja con el registro de la

componente E-W, de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte, del Distrito Federal y tuvo una aceleración máxima de 0.184 g., se lo identifica con la letra M. Los espectros, de respuesta elástica, en el formato clásico de estos acelerogramas se los indica en la figura 12, para un factor de amortiguamiento $\zeta = 0.05$

Los sismos de El Centro y Chile., son de alta frecuencia; en cambio, el sismo de México, es de baja frecuencia. Los espectros de la figura 12 se pasan al formato $S_d - S_a$ y son los indicados en la figura 13.

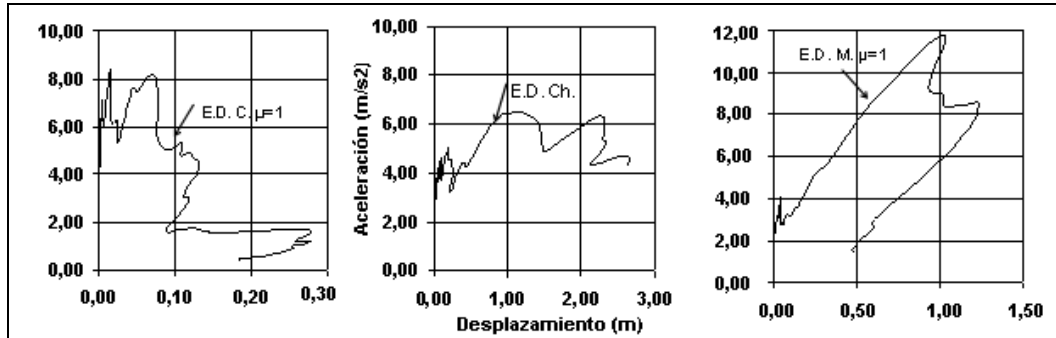


Figura 13 Espectros de demanda de sismos seleccionados en el formato $S_d - S_a$

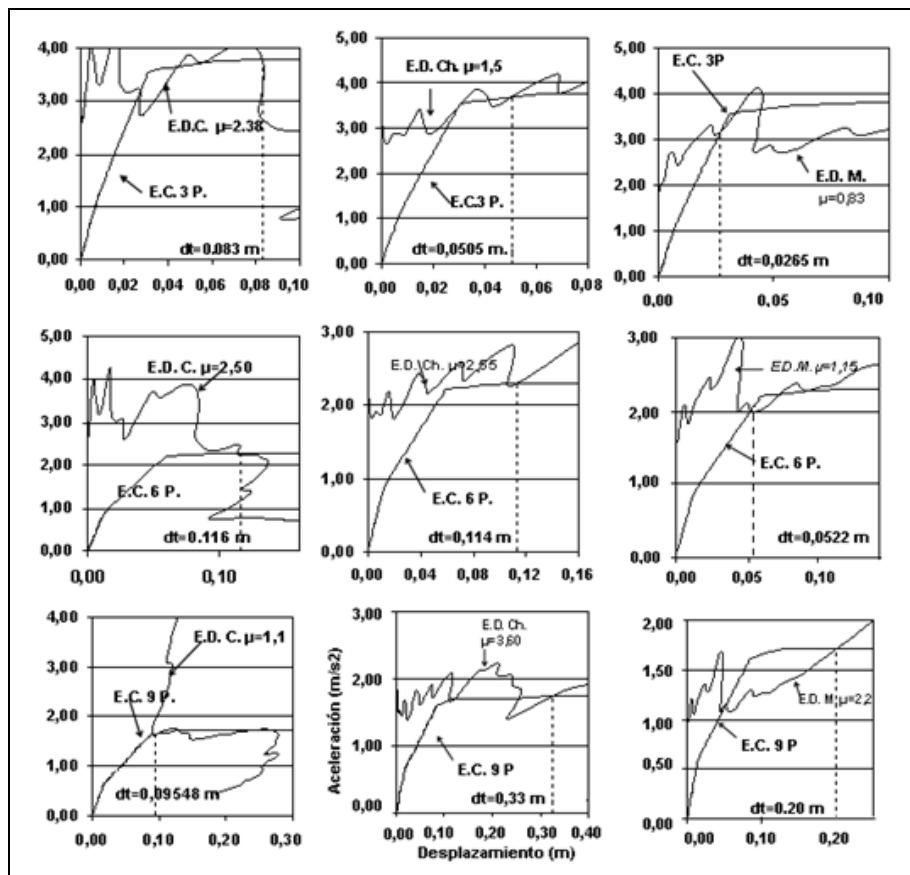


Figura 14 Punto de Demanda de las estructuras analizadas por el MEC.

5. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

En la figura 14 se presenta el punto de desempeño encontrado en cada uno de los edificios analizados, en la parte superior se muestra la respuesta para el edificio de 3 pisos, en la parte central para el de 6 pisos y en la inferior para el de 9 pisos. Se destaca que es respuesta máxima en un sistema de un grado de libertad.

Por otra parte, en la primera columna de la figura 1, se tiene la respuesta ante el sismo del Centro, en la segunda columna ante el sismo de Chile y en la tercera columna ante el sismo de México.

En cada una de las gráficas de la figura 14, se indica la ductilidad con la cual se alcanzó el punto de desempeño y el correspondiente desplazamiento d_t . No se dibujó todo el E.C. y el E.D., sino únicamente de la parte en la cual se encuentra el punto de desempeño.

En la tabla 3 se presenta los valores de μ y d_t , correspondientes al punto de demanda, se indica también el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio D_t que se halla al utilizar la ecuación de Algan y con el F.P.M.

Tabla 3 Desplazamientos máximos hallados con el MEC.

| Edif. | SISMO CENTRO | | | | SISMO CHILE | | | | SISMO MÉXICO | | | |
|-------|--------------|---------------|------------------------|----------------------|-------------|---------------|------------------------|----------------------|--------------|---------------|------------------------|----------------------|
| | μ | d_t (m.) | D_t Algan (m.) | D_t FPM (m.) | μ | d_t (m.) | D_t Algan (m.) | D_t FPM (m.) | μ | d_t (m.) | D_t Algan (m.) | D_t FPM (m.) |
| 3 P. | 2.38 | 0.083 | 0.107 | 0.104 | 1.50 | 0.051 | 0.066 | 0.064 | 0.83 | 0.026 | 0.034 | 0.033 |
| 6 P. | 2.50 | 0.116 | 0.161 | 0.157 | 2.55 | 0.114 | 0.158 | 0.154 | 1.15 | 0.055 | 0.076 | 0.075 |
| 9 P. | 1.10 | 0.095 | 0.136 | 0.130 | 3.60 | 0.33 | 0.469 | 0.445 | 2.20 | 0.284 | 0.284 | 0.270 |

6. MÉTODO N2

En el mismo formato de la figura 14, se presenta en la figura 15 el punto de demanda encontrado aplicando el método N2 y en la tabla 4 se presentan las respuestas máximas tanto en el sistema de un grado de libertad d_t como en el sistema de múltiples grados de libertad D_t .

Tabla 4 Desplazamientos máximos hallados con el Método N2

| Edif. | SISMO CENTRO | | | | SISMO CHILE | | | | SISMO MÉXICO | | | |
|-------|--------------|---------------|------------------------|----------------------|-------------|---------------|------------------------|----------------------|--------------|---------------|------------------------|----------------------|
| | μ | d_t (m.) | D_t Algan (m.) | D_t FPM (m.) | μ | d_t (m.) | D_t Algan (m.) | D_t FPM (m.) | μ | d_t (m.) | D_t Algan (m.) | D_t FPM (m.) |
| 3 P. | 2.37 | 0.069 | 0.089 | 0.087 | 1.37 | 0.040 | 0.051 | 0.050 | 0.72 | 0.021 | 0.027 | 0.026 |
| 6 P. | 2.35 | 0.113 | 0.156 | 0.153 | 2.80 | 0.135 | 0.187 | 0.182 | 1.04 | 0.050 | 0.069 | 0.068 |
| 9 P. | 1.41 | 0.102 | 0.145 | 0.138 | 3.25 | 0.235 | 0.334 | 0.317 | 1.59 | 0.115 | 0.163 | 0.155 |

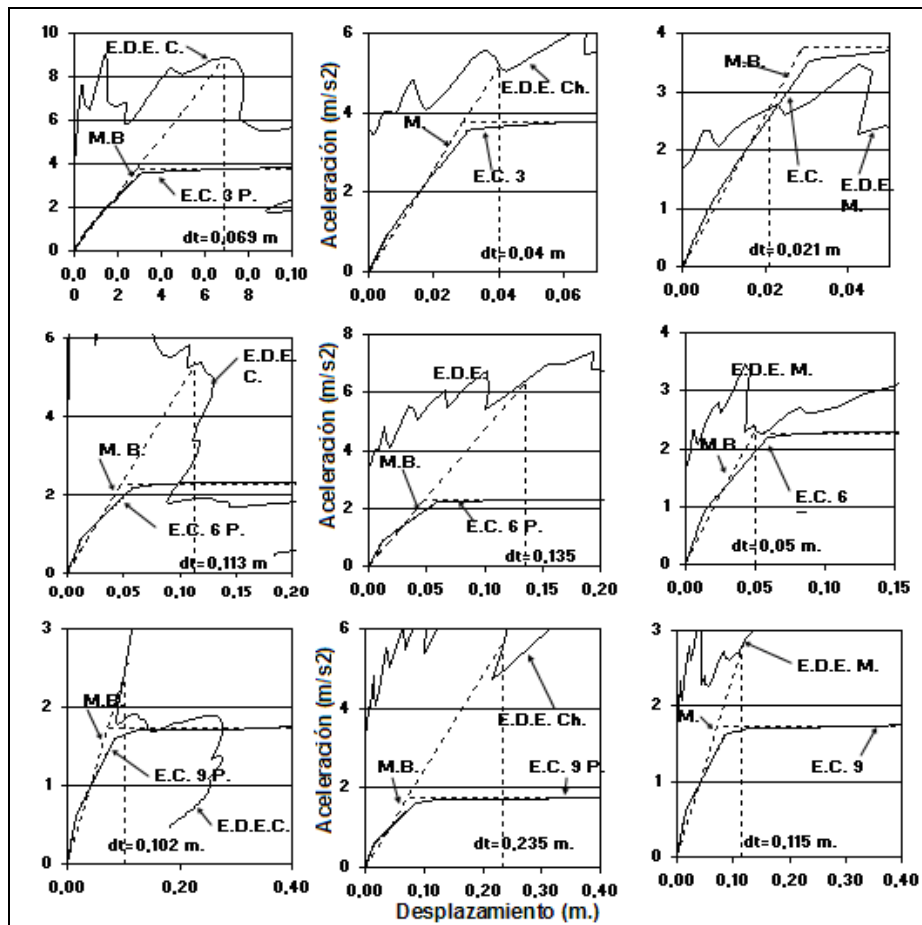


Figura 15 Punto de Demanda de las estructuras analizadas por el método N2

7. MÉTODO DE LA ENERGÍA MODAL DE DEFORMACIÓN

Con el método MEMD se encuentra directamente los desplazamientos en cada uno de los pisos de la estructura. Las respuestas máximas de desplazamiento, se indican en la figura 16. A diferencia de los métodos anteriores, en el MEMD no se necesita conocer la armadura longitudinal y transversal de sus elementos, únicamente con las dimensiones de vigas y columnas se realiza un análisis elástico siguiendo el procedimiento descrito en el apartado 2.1, de ahí que es el más utilizado.

Por lo que se realiza un análisis elástico es el interés que se tiene en comparar las respuestas de este método con el MEC y el N2, que de alguna manera incorporan el análisis no lineal.

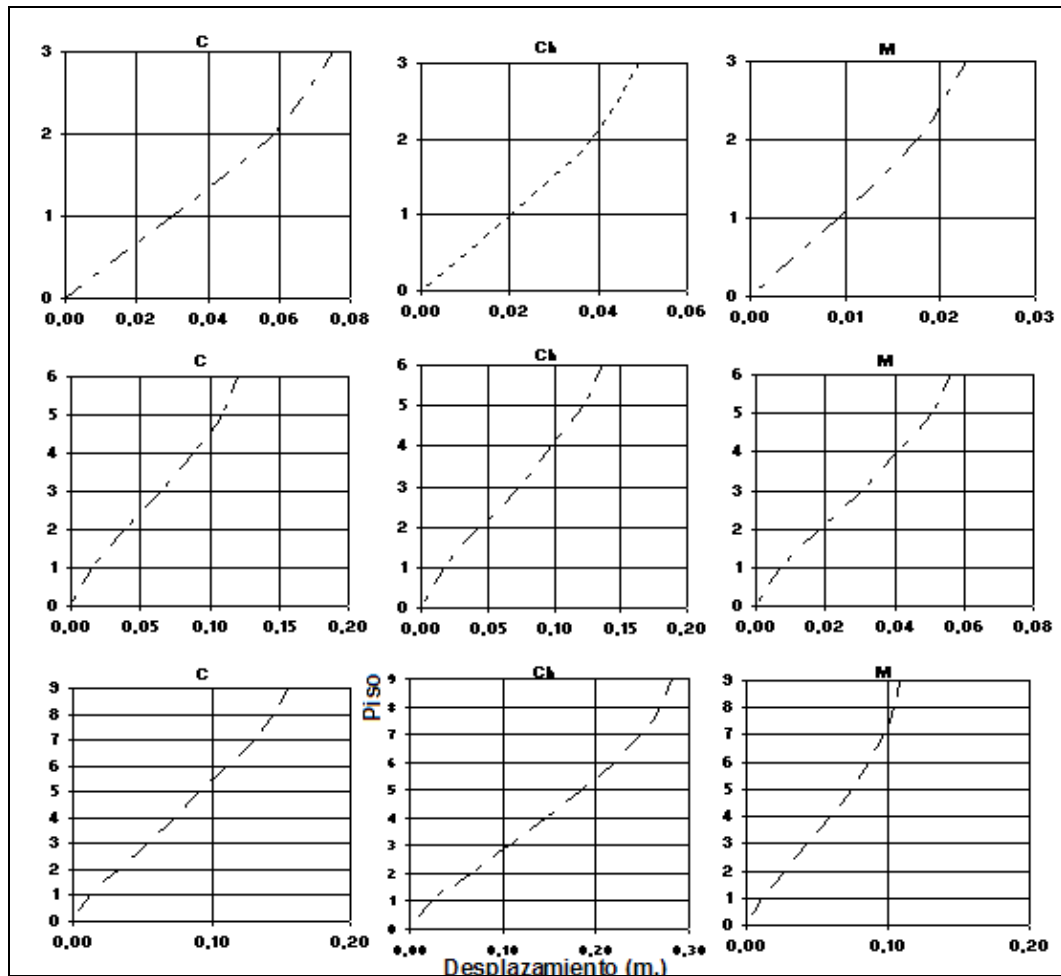


Figura 16 Desplazamientos máximos, en cada piso, hallados con el MEMD.

8. COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

En la figura 17 se presentan los desplazamientos laterales máximos, en cada uno de los pisos, hallados con los tres métodos de análisis sísmico: MEMD, MEC y N2. Para los dos últimos métodos se indica la respuesta encontrada con la ecuación de Algan y con el F.P.M.

En la mayor parte de los casos se aprecia, que los menores desplazamientos se encuentran con el MEMD, razón por la cual en las tablas 5 a 7, se presenta en porcentaje la diferencia de desplazamientos que se halla con los otros métodos, con relación al MEMD.

Tabla 5 Diferencia de desplazamientos con los métodos MEC y N2 con relación al MEMD, para edificio de 3 pisos.

| PIS OS | SISMO CENTRO | | | | SISMO CHILE | | | | SISMO MÉXICO | | | |
|-----------|--------------|-------|-----------|--------|-------------|-------|-----------|------------|--------------|------------|-----------|------------|
| | MEC | | N2 | | MEC | | N2 | | MEC | | N2 | |
| | ALGA N | F.P.M | ALGA N | F.P.M. | ALGA N | F.P.M | ALGA N | F.P. M. | ALGA N | F.P. M. | ALG AN | F.P. M. |
| 3 | 25% | 25% | 8% | 8% | 31% | 31% | 4% | 4% | 35% | 31% | 16% | 12% |
| 2 | 23% | 8% | 5% | 5% | 30% | 8% | 4% | 4% | 33% | 8% | 15% | 12% |
| 1 | 28% | 4% | 11% | 11% | 34% | 4% | 9% | 9% | 34% | 4% | 17% | 14% |

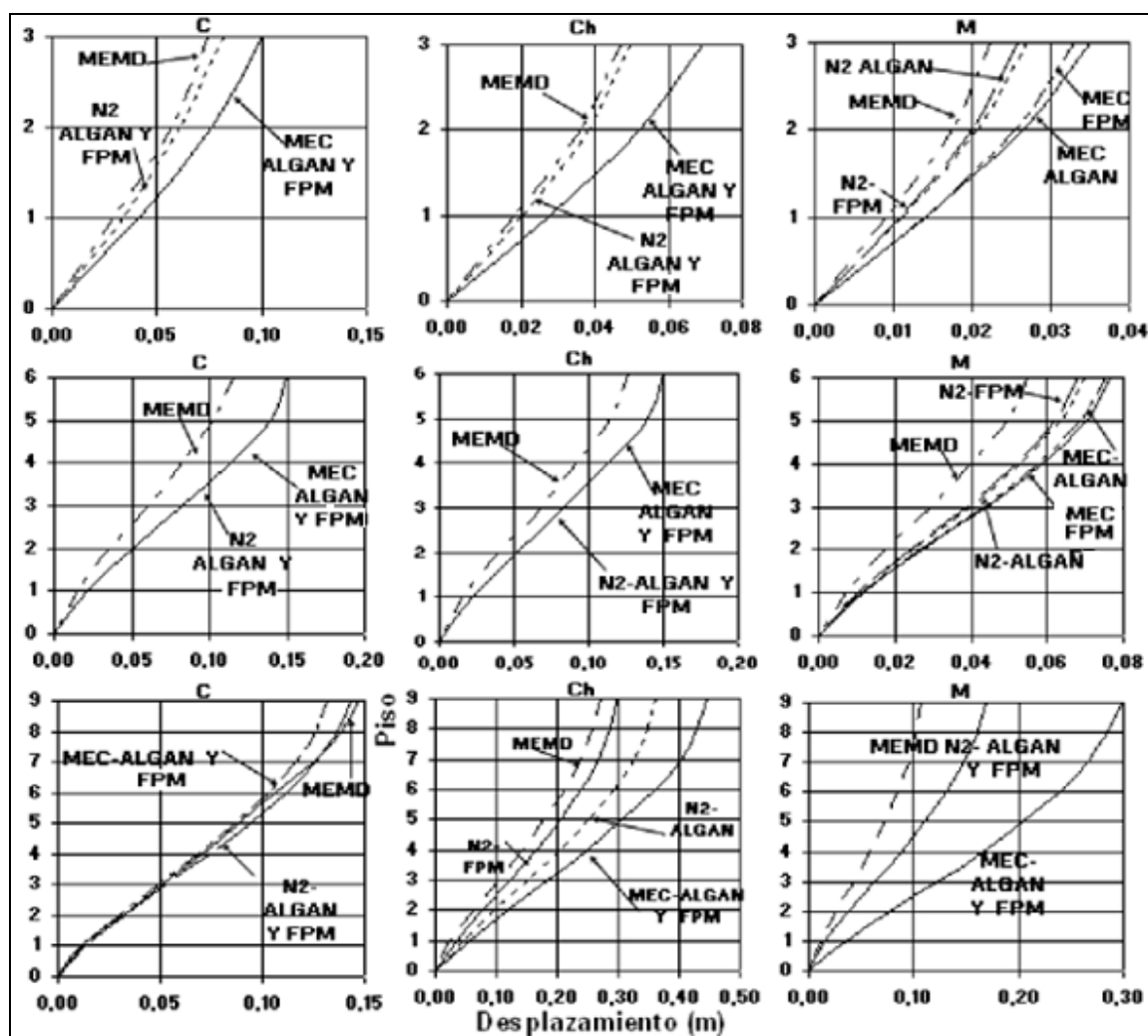


Figura 17 Comparación de desplazamientos máximos, obtenidos con los tres Métodos.

En las tablas 5 a 7 se aprecia, que las respuestas máximas halladas con el MEC y con el N2, son bastante parecidas y cuando hay diferencia el método N2 reporta menores valores que el MEC.

Tabla 6 Diferencia de desplazamientos con los métodos MEC y N2 con relación al MEMD, para edificio de 6 pisos.

| PIS OS | SISMO CENTRO | | | | SISMO CHILE | | | | SISMO MÉXICO | | | |
|-----------|--------------|-------------|-----------|-------------|-------------|-------------|-----------|------------|--------------|------------|-----------|------------|
| | MEC | | N2 | | MEC | | N2 | | MEC | | N2 | |
| | ALGA N | F.P.M. . | ALGA N | F.P.M. . | ALGA N | F.P.M. . | ALGA N | F.P. M. | ALGA N | F.P. M. | ALG AN | F.P. M. |
| 6 | 20% | 20% | 20% | 20% | 9% | 9% | 9% | 9% | 26% | 25% | 19% | 17% |
| 5 | 22% | 22% | 22% | 22% | 12% | 12% | 12% | 12% | 27% | 26% | 20% | 18% |
| 4 | 22% | 22% | 22% | 22% | 13% | 13% | 13% | 13% | 30% | 29% | 22% | 21% |
| 3 | 21% | 21% | 21% | 21% | 12% | 12% | 12% | 12% | 31% | 30% | 24% | 22% |
| 2 | 25% | 25% | 25% | 25% | 16% | 16% | 16% | 16% | 35% | 33% | 27% | 26% |
| 1 | 29% | 29% | 29% | 29% | 20% | 20% | 20% | 20% | 37% | 36% | 29% | 28% |

Por otra parte al comparar los resultados que se hallan con la ecuación de Algan o con el F.P.M., para hallar los desplazamientos en el sistema de múltiples grados de libertad a partir de los resultados del sistema de un grado de libertad. Se aprecia que son bastante parecidos a excepción de los resultados obtenidos en el sismo de 9 pisos en que hay una notable diferencia en el Método N2 para el caso del sismo de Chile.

Tabla 7 Diferencia de desplazamientos con los métodos MEC y N2 con relación al MEMD, para edificio de 9 pisos.

| PIS OS | SISMO CENTRO | | | | SISMO CHILE | | | | SISMO MÉXICO | | | |
|-----------|--------------|-------|-----------|--------|-------------|-------|-----------|------------|--------------|------------|-----------|------------|
| | MEC | | N2 | | MEC | | N2 | | MEC | | N2 | |
| | ALGA N | F.P.M | ALGA N | F.P.M. | ALGA N | F.P.M | ALGA N | F.P. M. | ALGA N | F.P. M. | ALG AN | F.P. M. |
| 9 | -17% | -17% | -8% | -8% | 37% | 37% | 22% | 5% | 64% | 64% | 36% | 36% |
| 8 | -15% | -15% | -6% | -6% | 38% | 38% | 23% | 6% | 64% | 64% | 35% | 35% |
| 7 | -12% | -12% | -4% | -4% | 38% | 38% | 24% | 7% | 64% | 64% | 35% | 35% |
| 6 | -7% | -7% | 1% | 1% | 39% | 39% | 25% | 8% | 64% | 64% | 34% | 34% |
| 5 | -5% | -5% | 3% | 3% | 40% | 40% | 26% | 10% | 64% | 64% | 33% | 33% |
| 4 | -6% | -6% | 1% | 1% | 41% | 41% | 28% | 11% | 64% | 64% | 32% | 32% |
| 3 | -8% | -8% | 0% | 0% | 43% | 43% | 29% | 13% | 64% | 64% | 30% | 30% |
| 2 | -10% | -10% | -2% | -2% | 45% | 45% | 32% | 16% | 65% | 65% | 28% | 28% |
| 1 | -3% | -3% | 4% | 4% | 55% | 55% | 43% | 28% | 69% | 69% | 31% | 31% |

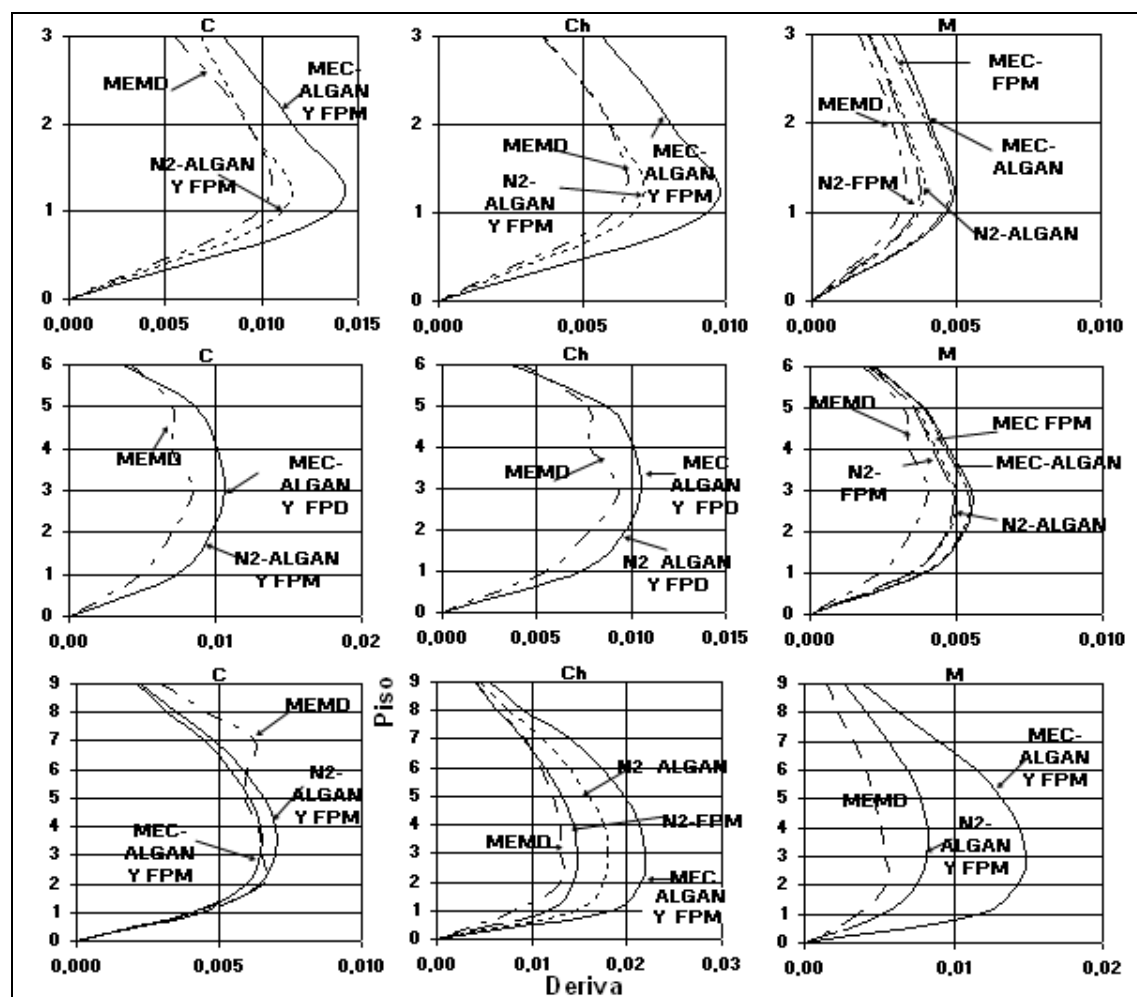


Figura 18 Comparación de derivas de piso, halladas con los tres Métodos.

9. COMPARACIÓN DE DERIVAS DE PISO MÁXIMA

A nivel de derivas de piso, el comportamiento es similar a la de los desplazamientos, las menores derivas de piso se hallan con el MEMD y las mayores derivas con el MEC. Los valores que reporta el método N2, se encuentran en la mitad de estos valores, como se aprecia en la figura 18. Las diferencias de valores de los métodos MEC y N2 con respecto al MEMD se indican en las tablas 8 a 10 para los edificios de tres, seis y nueve pisos, respectivamente.

Tabla 8 Diferencia de derivas de piso con los métodos MEC y N2 con relación al MEMD, para edificio de 3 pisos.

| PISOS | SISMO CENTRO | | | | SISMO CHILE | | | | SISMO MÉXICO | | | |
|-------|--------------|--------|-------|--------|-------------|--------|-------|--------|--------------|--------|-------|--------|
| | MEC | | N2 | | MEC | | N2 | | MEC | | N2 | |
| | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. |
| 3 | 31% | 31% | 19% | 19% | 36% | 36% | 1% | 1% | 40% | 32% | 16% | 13% |
| 2 | 17% | 17% | -3% | -3% | 25% | 25% | -1% | -1% | 32% | 30% | 14% | 10% |
| 1 | 28% | 28% | 11% | 11% | 34% | 34% | 9% | 9% | 34% | 33% | 17% | 14% |

Tabla 9 Diferencia de derivas de piso con los métodos MEC y N2 con relación al MEMD, para edificio de 6 pisos.

| PISOS | SISMO CENTRO | | | | SISMO CHILE | | | | SISMO MÉXICO | | | |
|-------|--------------|--------|-------|--------|-------------|--------|-------|--------|--------------|--------|-------|--------|
| | MEC | | N2 | | MEC | | N2 | | MEC | | N2 | |
| | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. |
| 6 | -8% | -8% | -8% | -8% | -25% | -25% | -25% | -25% | 17% | 16% | 10% | 8% |
| 5 | 22% | 22% | 22% | 22% | 5% | 5% | 5% | 5% | 15% | 13% | 7% | 5% |
| 4 | 26% | 26% | 26% | 26% | 17% | 17% | 17% | 17% | 27% | 25% | 19% | 17% |
| 3 | 15% | 15% | 15% | 15% | 5% | 5% | 5% | 5% | 25% | 23% | 17% | 16% |
| 2 | 22% | 22% | 22% | 22% | 13% | 13% | 13% | 13% | 33% | 32% | 26% | 24% |
| 1 | 29% | 29% | 29% | 29% | 20% | 20% | 20% | 20% | 37% | 36% | 29% | 28% |

Tabla 10 Diferencia de derivas de piso con los métodos MEC y N2 con relación al MEMD, para edificio de 3 pisos.

| PISOS | SISMO CENTRO | | | | SISMO CHILE | | | | SISMO MÉXICO | | | |
|-------|--------------|--------|-------|--------|-------------|--------|-------|--------|--------------|--------|-------|--------|
| | MEC | | N2 | | MEC | | N2 | | MEC | | N2 | |
| | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. | ALGAN | F.P.M. |
| 9 | -54% | -54% | -43% | -43% | 21% | 21% | 6% | -12% | 61% | 61% | 41% | 41% |
| 8 | -53% | -53% | -39% | -39% | 28% | 28% | 13% | -4% | 63% | 63% | 43% | 43% |
| 7 | -50% | -50% | -38% | -38% | 31% | 31% | 12% | -6% | 62% | 62% | 38% | 38% |
| 6 | -20% | -20% | -11% | -11% | 34% | 34% | 17% | -1% | 63% | 63% | 39% | 39% |
| 5 | 0% | 0% | 8% | 8% | 35% | 35% | 21% | 4% | 64% | 64% | 38% | 38% |
| 4 | -2% | -2% | 6% | 6% | 37% | 37% | 23% | 7% | 64% | 64% | 37% | 37% |
| 3 | -5% | -5% | 3% | 3% | 38% | 38% | 24% | 8% | 63% | 63% | 34% | 34% |
| 2 | -14% | -14% | -6% | -6% | 37% | 37% | 23% | 5% | 61% | 61% | 25% | 25% |
| 1 | -3% | -3% | 4% | 4% | 55% | 55% | 43% | 28% | 69% | 69% | 31% | 31% |

Una de las causas por las cuales los desplazamientos y derivas de piso son mayores con el MEC y con el N2 radica en que estos métodos parten de la curva de capacidad sísmica resistente, que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo, La misma que se obtiene aplicando análisis no lineal estático.

En el análisis no lineal estático se va cambiando la matriz de rigidez de cada elemento de acuerdo al nivel de solicitaciones que gravitan sobre ella, de acuerdo al grado de daño, de ahí que es no lineal. Pero al ser estático se aplican cargas laterales incrementales en cada piso y se encuentran los desplazamientos en función de la matriz de rigidez que tiene el sistema.

En ningún momento interviene la matriz de amortiguamiento del sistema en el análisis no lineal estático y una de las características fundamentales de los disipadores de energía es que se incrementa el factor de amortiguamiento del sistema y por ende la matriz de amortiguamiento. En el MEMD si se considera la matriz de amortiguamiento en el análisis sísmico por lo que se tienen menores desplazamientos y derivas de piso con relación a los otros métodos.

10. CONCLUSIONES

Se ha realizado el análisis sísmico plano de tres estructuras, de tres, seis y nueve pisos; compuestas por vigas, columnas y disipadores de energía visco elástico, ante la acción de tres eventos sísmicos, empleando los siguientes procedimientos: Método de la Energía Modal de Deformación; Método del Espectro de Capacidad y Método N2; con el propósito de comparar las respuestas máximas en desplazamientos y en derivas de piso. Del estudio realizado se desprenden las siguientes conclusiones:

- El Método del Espectro de Capacidad es el que reporta los mayores desplazamientos laterales y derivas de piso. Le sigue el Método N2. Esto se debe a que los dos métodos parten de la curva de capacidad sísmica resistente la misma que se obtiene sin tomar en cuenta a la matriz de amortiguamiento ya que se la halla mediante un análisis no lineal estático.
- En estructuras con disipadores de energía la matriz de amortiguamiento tiene un papel fundamental en la respuesta sísmica ya que los disipadores incrementan ésta matriz y por consiguiente se obtienen menores respuestas como se ha visto al aplicar el Método de la Energía Modal de Deformación.
- Tanto en el Método del Espectro de Capacidad como en el Método N2, se obtiene el desplazamiento máximo en un sistema de un grado de libertad y para encontrar el desplazamiento máximo en el sistema de múltiples grados de libertad se puede utilizar la ecuación propuesta por Algan o mediante el cálculo del factor de participación modal, que dan resultados parecidos. Con el Factor de Participación Modal se obtienen ligeramente menores resultados.

REFERENCIAS

1. Aguiar R., (2007, 1), "Reforzamiento de estructuras con disipadores de energía visco elásticos de goma", *IX Congreso Latinoamericano de Patología del Hormigón. CONPAT 2007*, 8 p., Quito.
2. Aguiar R., (2007, 2), *Dinámica de Estructuras con MATLAB*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha., 292 p., Quito.
3. Aguiar R., (2007, 3), "Programa DISIPA para encontrar la curva de capacidad sísmica resistente en pórticos con disipadores de energía visco elásticos", *Infociencia. Investigaciones ESPE Latacunga*, **2 (1)**, 12-22, Latacunga.
4. Aguiar R., (2007, 4), "Propuestas sobre el factor de reducción por ductilidad", *Revista Ciencia. Escuela Politécnica del Ejército*, **10 (1)**, 1-23, Quito.

5. Aguiar R., y Beltrán J. (2007), "Obtención de la matriz de rigidez en coordenadas de piso para estructuras con disipadores visco elásticos", *XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Universidad Nacional del Chimborazo*, 12 p., Riobamba.
6. Aguiar R., y Prado A., (2007), "Obtención de los factores de amortiguamiento equivalente en estructuras con disipadores visco elásticos con goma", *XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Universidad Nacional del Chimborazo*, 9 p., Riobamba.
7. Aguiar R., Romo M., Aragón E., (2007, 1), "Estimación de demandas inelásticas de desplazamiento en osciladores bilineales sujetos a movimientos sísmicos en Ecuador", *IX Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción, EIPAC*, Salta, 2007.
8. Algan B., (1982), *Drift and damage considerations in earthquake resistant design of reinforced concrete buildings*, Ph.D thesis, University of Illinois, Urbana. Illinois.
9. ATC-40 (1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", *Applied Technology Council*, Redwood City, California.
10. Chopra A. and Goel R. (1999), "Capacity-demand-diagram methods for estimating deformation of inelastic structures: SDF systems", *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, Rep. No **PEER-1999/02**, University of California, Berkeley, California.
11. Chopra A. and Goel R. (2000), "Evaluation of NSP to Estimate Seismic Deformation: SDF systems", *Journal of Structural Engineering ASCE*, **126 (4)**, 482-490.
12. Chopra A. and Goel R. (2002), "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **Vol 31**, 561- 582.
13. Fajfar P., (2000), "A nonlinear analysis method for performance based seismic design", *Earthquake Spectra*, **16 (3)**, 573-591.
14. Freeman S. A., Nicoletti J. P., and Tyrell J. V. (1975), "Evaluation of existing buildings for seismic risk - A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington", *Proceedings of the 6th U. S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle.
15. Freeman S. A. (1978), "Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion", *American Concrete Institute*, **SP-55**, 585-605, Detroit.
16. Inaudi J., Zambrano A., Kelly J., (1993), *On the analysis of structures with viscoelastic dampers*, Earthquake Engineering Research Center, **UBC/EERC-93/06**, 119 p.
17. Jara M., Casas J., (2002), *Criterios de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía*, Monografía de Ingeniería Sísmica. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, **CIMNE IS-49**, 115 p, Barcelona, España.
18. Leandro R., Santana G., (2004), "Código Sísmico de Costa Rica Versión 2002. Factores de reducción de resistencia por ductilidad", *Revista Ingeniería. Universidad de Costa Rica*, **4 (1,2)**, 15-30, San José de Costa Rica.
19. Miele Y., (2007), *Análisis Sísmico de Estructuras con disipadores de energía visco elástico por el Método del Espectro de Capacidad*, Tesis de Maestría en Ciencias. Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo.

20. Miranda E., Reyes C., (2002), "Aproximate lateral drift demands in multistory buildings with no uniform stiffness", *Journal of Structural Engineering*, **128 (7)**, 840-849.
21. Wilson E., and Penzien J., (1972), "Evaluation of orthogonal damping matrices", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **4**, 5-10.

EDIFICIOS CON FORJADOS RETICULARES: UNA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL HABITUAL EN ESPAÑA

Alex H. Barbat

Universidad Politécnica de Cataluña. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Juan Carlos Vielma

Universidad Centroccidental 'Lisandro Alvarado'. Decanato de Ingeniería Civil.

Sergio Oller

Universidad Politécnica de Cataluña. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

RESUMEN

En este trabajo se estudia el comportamiento sísmico de los edificios con forjados reticulares, tan habituales en España, y se compara con el de otra tipología estructural desaconsejada en zonas sísmicas: la de los edificios con vigas planas. Como referencia se utilizan los edificios con pórticos resistentes a momento tipología con un adecuado comportamiento sísmico esperado. Los edificios mencionados se han proyectado aplicando los requisitos de la instrucción española (EHE) y de la norma NCSE-02. El estudio se lleva a cabo analizando la respuesta no lineal de dichos edificios que permite obtener los valores de ductilidad así como verificar los valores de los factores de reducción aplicados en la determinación de las fuerzas sísmicas y los valores de reserva de resistencia. En el proyecto sismorresistente de edificios es necesario conocer previamente el valor de la ductilidad que éstos podrán llegar a alcanzar al ser sometidos a movimientos sísmicos fuertes. Los valores de ductilidad de referencia están incluidos en las normas de diseño sismorresistente. Su estimación también puede hacerse bajo criterio de expertos o de la observación de la respuesta que los edificios han tenido ante determinados terremotos. Sin embargo, generalmente el problema estudiado se ha centrado en la respuesta de edificios con respuesta dúctil, como son los edificios porticados resistentes a momentos, sin que existan muchos datos que avalen la respuesta de los edificios de ductilidad limitada, entre los que se encuentran los edificios con forjados reticulares. Finalmente, en el artículo se incluyen comentarios sobre defectos de proyecto conceptual observados en algunos edificios existentes que, si bien no han sufrido daños por terremotos, se consideran particularmente vulnerables debido a dichos defectos de proyecto.

Abstract

In this article, the seismic behaviour of waffled slab buildings, very frequent in Spain, is studied and compared with that of the buildings with wide beams. Both of them are not adequate in seismic areas. As a reference for an adequate seismic design is used the building typology with moment resisting frames. The mentioned buildings have been designed by using the Spanish codes for reinforced concrete structures (EHE) and for earthquake resistant design (NCSE02). The study has been performed by analyzing the non linear response of the buildings, what allowed obtaining their ductility, as well as verifying the reduction coefficients applied in the calculation of the seismic forces and the overstrength. In the earthquake resistant design, it is necessary to know *a priori* the ductility which the buildings would reach subjected to strong ground motions. Reference ductility values are included in the seismic codes. They can be estimated using expert opinions or the observed behaviour of buildings during certain earthquakes. Nevertheless, most of the studies focussed on the behaviour of buildings with a ductile seismic response, like the buildings with moment resisting frames. There are not

available data on the response of limited ductility buildings, such as the buildings with waffled slabs and the study of these aspects is the main objective of the article. Finally, the article includes comments on conceptual design errors observed in existing waffled slabs buildings which are found to be extremely vulnerable to seismic actions.

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de procedimientos claros con base en prestaciones (ATC-40, FEMA-273) aplicables a la adecuación y proyecto sismorresistente de edificios, ha incrementado el interés de los investigadores sobre la respuesta estática no lineal de las estructuras (Bertero y Bertero 2002). Entre las tipologías más estudiadas se encuentra la de los edificios porticados con vigas de canto (Elnashai y Mwafi 2002; Fragiaco *et al.* 2006); sin embargo, los edificios que se proyectan para que tengan una respuesta poco dúctil, denominados edificios de ductilidad limitada, entre los que se encuentran los edificios con forjados reticulares y los edificios porticados con vigas planas, han sido menos estudiados (Erberik y Elnashai, 2006).

Existen dos características de la respuesta no lineal que permiten establecer si la respuesta estructural es adecuada para una determinada amenaza sísmica: la ductilidad estructural y la reserva de resistencia. Las normas de proyecto sismorresistente, en general, y la norma española NCSE-02, en particular, contemplan valores de ductilidad muy bajos para los edificios de ductilidad limitada, los cuales han sido fijados considerando que dichas estructuras disponen de una baja capacidad de disipación de energía. Por otro lado, a excepción del UBC-97 y del IBC-2003, no existen en las normas de proyecto sismorresistente de edificios referencias directas a los valores de la reserva de resistencia que son tan importantes en la determinación de los factores de reducción de respuesta, (Vielma *et al.* 2006 y 2007). El principal objetivo de este trabajo es el de calcular los valores de la ductilidad y de la reserva de resistencia de los edificios de ductilidad limitada, aplicando el análisis estático no lineal con control de fuerzas para obtener las curvas de capacidad para las estructuras. Los desplomes correspondientes al punto de plastificación se obtienen utilizando la forma bilineal idealizada de dicha curva (Park, 1988). También se utiliza el concepto de índice de daño estructural con el fin de obtener los valores de los desplomes últimos de los edificios. Conocida la respuesta no lineal, se estudia el efecto beneficioso que sobre ésta tendría la mejora de las características de ductilidad del acero de refuerzo, del confinamiento longitudinal y transversal y la aplicación de tipologías estructurales que logren mejorar las características de los edificios de ductilidad limitada con las de los edificios porticados resistentes a momentos. Finalmente, se realiza una comparación entre la respuesta no lineal de los edificios con ductilidad limitada y la respuesta de un edificio porticado resistente a momentos encontrando que, en el caso de los primeros, no se satisfacen algunas de las hipótesis consideradas en la etapa de proyecto sismorresistente.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

A continuación se consideran tres edificios de hormigón armado proyectados para distintos niveles de ductilidad, conforme a la norma sismorresistente española NCSE-02. El primer edificio es de forjados reticulares de 30 cm de canto, cuyos nervios se encuentran orientados según las líneas que unen los extremos de los pilares. El edificio tiene tres niveles, el primero con una altura de 4,5 m, mayor que la del resto de los niveles, que tienen 3,0 m. Los pilares de este edificio no se encuentran alineados, como puede observarse en la Figura 1a.

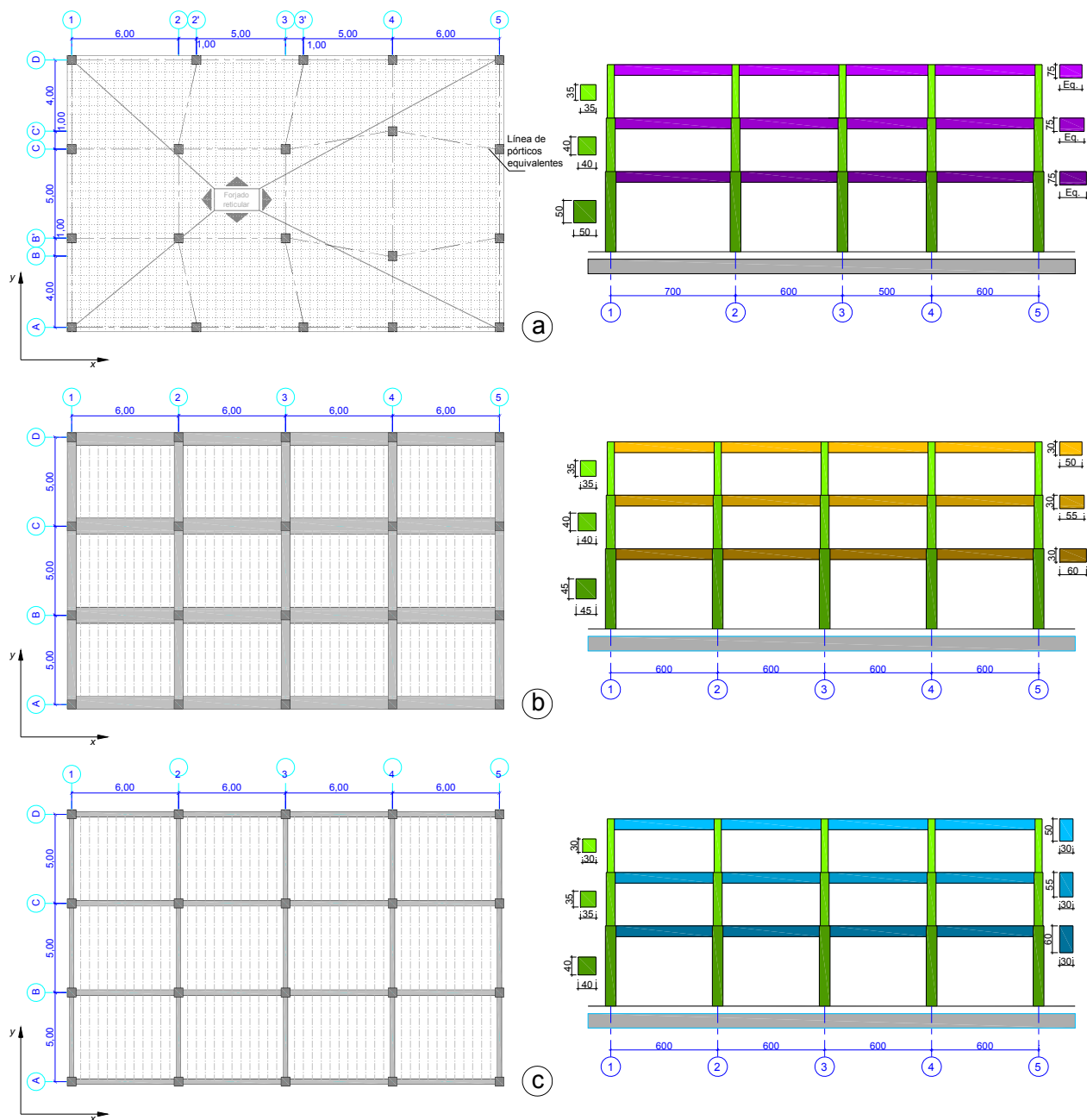


Figura 1. Planta típica del edificio con forjados reticulares (igual en todos los niveles).

El segundo edificio, proyectado para ductilidad de 2, es porticado con vigas planas y forjados unidireccionales orientados según el eje y se muestra en la Figura 1b. El tercer edificio es porticado con vigas de canto, proyectado para ductilidad de 4, con forjados unidireccionales orientados según el eje y, tal como puede verse en la Figura 1c.

Los edificios descritos anteriormente se han calculado mediante modelos 2D, definiéndose pórticos representativos para cada uno de ellos. Dada la presencia de pilares no alineados en el edificio con forjados reticulares, se ha modelado uno de los pórticos exteriores de este edificio, ya que el resto de los elementos no constituyen un sistema estructural que se pueda modelar como plano en sentido estricto, pues aparece el efecto de torsión.

3. ANÁLISIS NO LINEAL

Efectuando el análisis modal previsto en la norma NCSE-02, se han determinado las fuerzas sísmicas de cálculo a aplicar en los nudos de los pórticos del edificio. Para ello se utiliza el espectro de inelástico que puede verse en la Figura 2 que se calcula de manera simplificada reduciendo el espectro de proyecto elástico por un factor correspondiente a la ductilidad y al amortiguamiento (Barbat *et al.* 2005). Dicho espectro inelástico es el mismo que se utiliza en el cálculo de las fuerzas sísmicas del edificio con forjados reticulares. Las fuerzas sísmicas máximas probables se calculan mediante la aplicación del método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

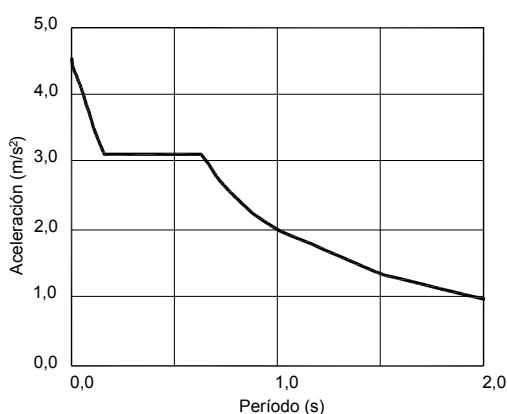


Figura 2. Espectro inelástico obtenido de acuerdo con la norma NCSE-02.

El análisis no lineal tiene como principal objetivo el de hacer una evaluación más ajustada a la realidad de la respuesta de los edificios proyectados de acuerdo con el método de cálculo lineal elástico previsto en la norma NCSE-02. De esta manera se podrá ilustrar, por una parte, la manera en que el proyecto sismorresistente mejora la capacidad dúctil de las estructuras y, por otra, de qué manera la respuesta no lineal cuestiona ciertas simplificaciones que se efectúan en el análisis elástico. Se debe mencionar también que dichas simplificaciones no siempre tienen un significado del todo claro para el proyectista de estructuras, (Barbat *et al.* 2005).

3.1. Procedimiento de cálculo: análisis al empuje incremental

Para evaluar la respuesta inelástica de las tres estructuras consideradas se aplica un procedimiento de empuje incremental, habitualmente conocido como *pushover analysis*. Dicho procedimiento consiste en someter la estructura a un patrón de fuerzas laterales, representativas de la acción sísmica, distribuidas en altura de acuerdo con diferentes criterios, e incrementarlas hasta que se produce el colapso estructural. Entre los criterios mencionados, el más habitual es el de distribución de acuerdo con la forma del primer modo de vibración, en el que las fuerzas de cada nivel son directamente proporcionales a la altura del edificio (véase la Figura 3), debido a que este patrón de fuerzas suele ser el más desfavorable y representa de forma bastante correcta la respuesta de las estructuras regulares en planta y elevación. Las fuerzas laterales se incrementan progresivamente, desde el valor nulo, pasando por el que produce el cambio de comportamiento estructural elástico a plástico, hasta alcanzar el valor de desplome último, a partir del cual la estructura ya no es capaz de soportar ningún incremento de carga y su colapso es inminente. Antes de aplicar las cargas laterales representativas de la acción sísmica, la estructura es sometida a la acción de las cargas de gravedad, de acuerdo con las combinaciones aplicadas en el análisis elástico. El método descrito de cálculo no lineal estático no permite considerar los efectos torsionales.

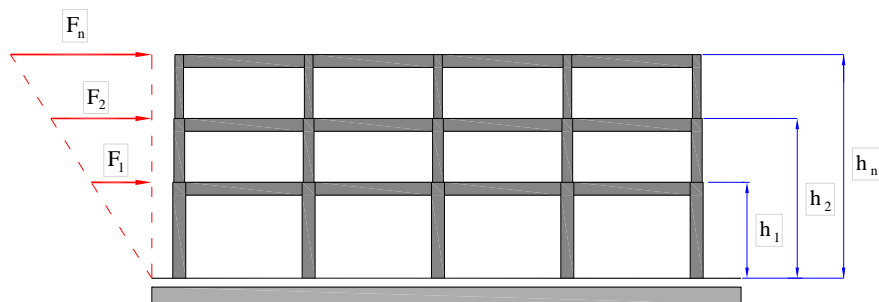


Figura 3. Distribución de fuerzas aplicada en el análisis no lineal.

A partir de la respuesta estática no lineal obtenida mediante la aplicación de técnicas de elementos finitos, se obtiene la expresión idealizada bilineal de la Figura 4, que tiene un segmento representativo del comportamiento elástico que va desde el origen hasta el valor que corresponde al 75% del cortante máximo en la base (Park 1988). Para obtener la segunda recta, que representa la rama de comportamiento plástico, ha sido necesario encontrar la intersección de este segmento con uno horizontal, correspondiente al valor máximo del cortante en la base. Mediante este procedimiento de compensación se logra garantizar que la energía disipada por el sistema modelizado y el ideal sean iguales (Figura 4).

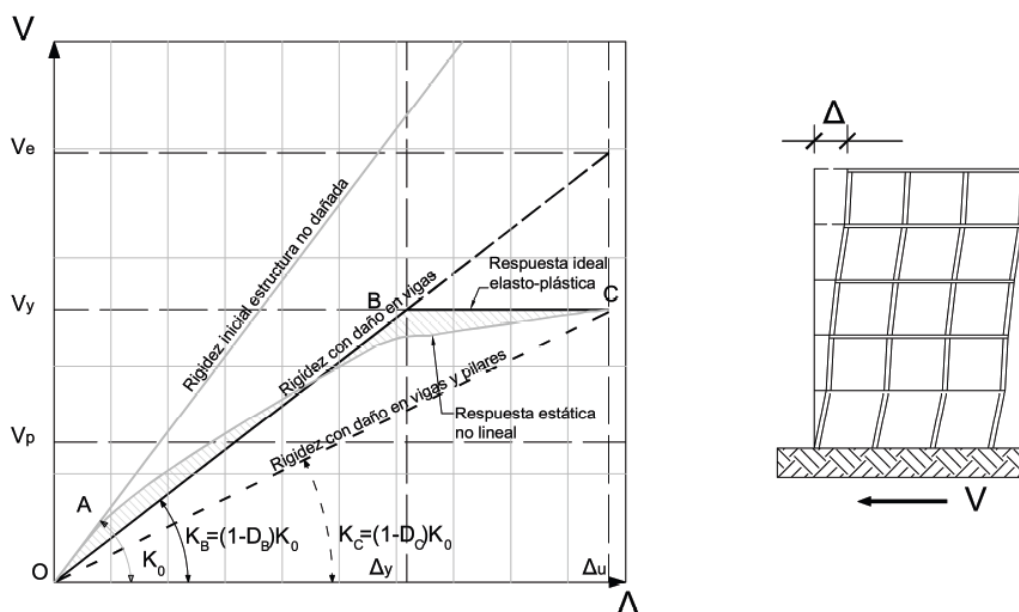


Figura 4. Esquema para la determinación del índice de daño de un elemento estructural.

Del análisis no lineal interesan dos coeficientes que caracterizan la calidad de la respuesta sismorresistente de los edificios. La primera de éstas es la ductilidad estructural, definida como (Barbat *et al.* 2007)

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

y que se calcula a partir de los valores del desplome de plastificación, Δ_y , y del desplome último, Δ_u , de la curva de capacidad idealizada que aparecen en la Figura 4.

También resulta interesante comparar los valores del de cortante V_p de proyecto en la

base, con el coeficiente de cortante V_y de plastificación en la base, ambos también representados en la Figura 4. La relación entre ambas fuerzas cortantes define la reserva de resistencia del edificio, R_R

$$R_R = \frac{V_y}{V_p} \quad (2)$$

Para efectos de proyecto, la reserva de resistencia R_R puede interpretarse como un factor de seguridad.

3.2. Respuesta no lineal del edificio con forjados reticulares

En la literatura especializada no abundan los cálculos de la respuesta no lineal de este tipo de edificios, dada la naturaleza especial del sistema estructural. En este caso se ha adoptado un modelo mecánico similar al de *pórtico equivalente* descrito en la Norma ACI-318 (2005).

Este tipo de estructuras se proyecta para un nivel de ductilidad muy bajo en relación con el permitido para otros sistemas estructurales como, por ejemplo, el clásico porticado. En la Figura 5 se muestra la curva de capacidad calculada para este edificio, utilizando elementos finitos con modelos constitutivos no lineales de daño y plasticidad y la teoría de mezclas de materiales. Para controlar la disipación de energía y su correcto comportamiento se han introducido valores medios aproximados de la resistencia y la energía de fractura de cada material constituyente (acero-hormigón) (Car *et al.* 2000 y 2001).

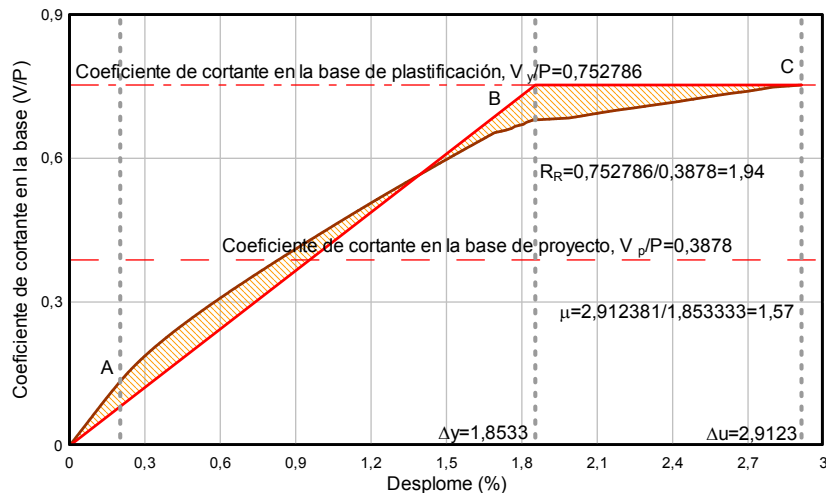


Figura 5. Idealización bilineal de la curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con forjados reticulares.

La ductilidad estructural calculada para éste pórtico exterior mediante la Ecuación (1) de la curva de capacidad idealizada que puede verse en la Figura 5 es de:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{2.912381}{1.853333} = 1.57 \quad (3)$$

La ductilidad obtenida para este tipo de estructuras, $\mu = 1.57$, se considera muy baja, pues es inferior a $\mu = 2$ que da la norma española NCSE-02 para este tipo de estructuras.

Para este edificio la reserva de resistencia es: $R_R = 1,94$.

Si bien el valor de la ductilidad calculado para este edificio parece ser una sugerencia a revisar los valores del factor de ductilidad, también es cierto que los resultados muestran que este edificio exhibe una alta reserva de resistencia.

En la Figura 6 se muestra la evolución del índice de daño del edificio con forjados reticulares que cuantifica la pérdida de rigidez del conjunto de elementos de la estructura que resisten la carga o conjunto de cargas que conducen al fallo de la misma. Dicho índice está calculado mediante un programa de elementos finitos (PLCd, 1991-2007) con un modelo constitutivo de daño y plasticidad y permite correlacionar el daño con los desplomes. El punto A indica la aparición de las primeras micro fisuras en la estructura que se incrementan hasta alcanzar la rótula en las vigas (punto B) y, a partir de aquí, comienzan a aparecer las rótulas en pilares hasta que se alcanza el estado de umbral de colapso (punto C de la Figura 6).

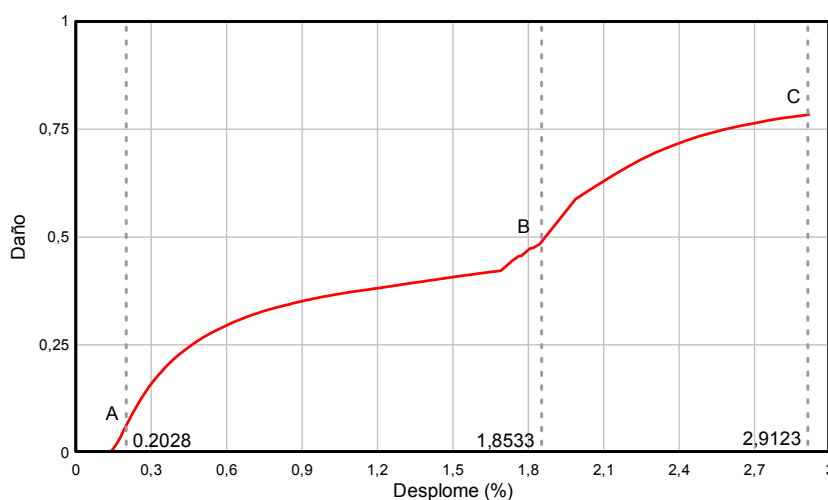


Figura 6. Evolución del índice de daño global en el pórtico exterior del edificio con forjados reticulares.

La respuesta poco dúctil del edificio con forjados reticulares puede atribuirse a la aparición de rótulas plásticas en los puntos de transición entre los ábacos y los nervios del forjado del primer nivel. Debe recordarse que, al estar los elementos de los forjados sometidos a flexión inducida por cargas de gravedad, además de la debida a las fuerzas sísmicas de cálculo, las zonas que requieren un especial armado son las próximas a los nudos y al centro del vano, en donde frecuentemente se producen los mayores momentos. Se observa que es complicado poder llevar a cabo un eficiente confinamiento en la zona central de los forjados, lo que en cierto sentido explica su posible mecanismo fallo en el caso sísmico y, por ende, el bajo nivel de ductilidad de la estructura.

3.3. Respuesta no lineal del edificio con vigas planas

Los edificios cuyos pórticos tienen vigas planas reciben en la norma española NCSE-02 una consideración diferente a la del resto de los edificios porticados con vigas de canto, en lo que a ductilidad se refiere. Es notable la dificultad técnica de llevar a cabo las disposiciones normativas de armado para garantizar una respuesta dúctil de los elementos del pórtico. En la Figura 7 se muestra la respuesta global de la estructura hasta alcanzar el desplome último (desplome previo al colapso total) que, junto con el valor del desplome de plastificación, permite calcular el valor de la ductilidad estructural.

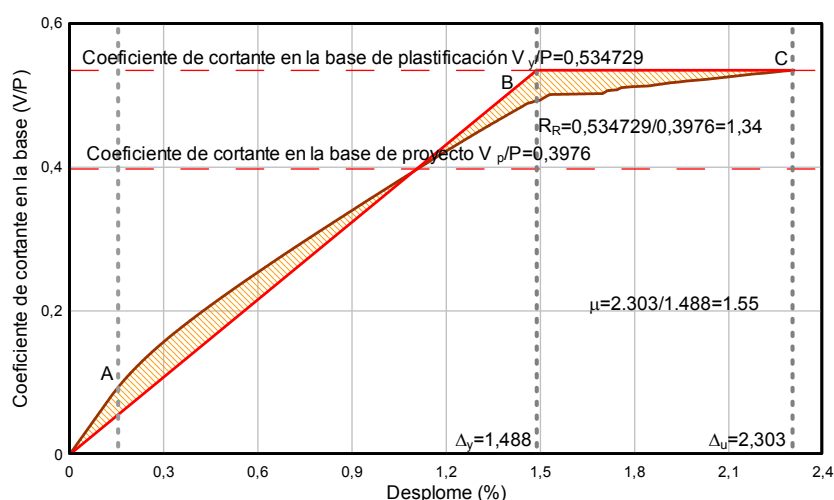


Figura 7. Curva de capacidad idealizada del pórtico exterior del edificio con vigas planas.

La Figura 7 indica que el comportamiento se mantiene elástico hasta un valor relativamente bajo del coeficiente de cortante en la base (inferior a un valor de 0,10). Sin embargo, no es este valor el que se considera en el cálculo de la ductilidad, ya que se utiliza el valor de plastificación obtenido de la forma bilineal idealizada que se muestra en la misma Figura 7. En ésta, también puede verse el cálculo de la ductilidad del edificio a partir de la forma bilineal idealizada. Tal como puede verse, la ductilidad que se obtiene es de 1,55 lo que, sin duda alguna, llama la atención debido a que el valor utilizado como factor de reducción de respuesta, de acuerdo con las recomendaciones normativas, es de 2. Finalmente, en la Figura 8 se muestra la evolución del índice de daño global del pórtico en función del incremento del desplome que se produce al aplicar las cargas horizontales. En ésta figura, el punto A, es el de aparición de microfisuras en vigas, el B es el de formación de rótulas plásticas en pilares y C el umbral de colapso. La evolución del daño muestra que la rigidez del pórtico se degrada rápidamente, incluso para desplomes relativamente pequeños. Este hecho condiciona fuertemente la respuesta no dúctil de estos edificios.

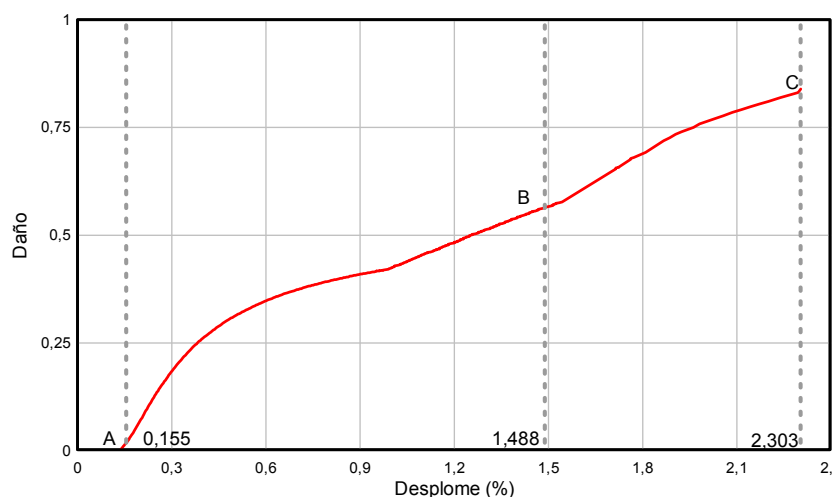


Figura 8. Evolución del índice de daño global en el pórtico.

La respuesta del edificio con vigas planas muestra que la estabilidad de la estructura depende del fallo de sus vigas. Esta observación es importante a la hora de decidir entre utilizar un sistema con vigas de canto o uno con vigas planas, puesto que este último dispone

de una ductilidad inferior a la de proyecto y, por ende, de un factor de reducción de respuesta R menor.

3.4. Respuesta no lineal del edificio con pórticos resistentes a momentos

A continuación se muestran los resultados de la respuesta no lineal del edificio cuya estructura principal está constituida por pórticos resistentes a momento. Al igual que en los dos edificios anteriores, se ha analizado el pórtico externo del edificio de manera que sea posible comparar los resultados obtenidos en cada caso. En la Figura 9 se muestra la curva de capacidad en la que se puede apreciar que este tipo de edificio es capaz de sostener una respuesta dúctil estable, evidenciada por alto valor del desplome último.

De la curva bilineal idealizada de la Figura 9 se obtiene una ductilidad de 5,15, que es un valor mayor que el considerado en el proyecto sismorresistente de la estructura, que es de 4. Esto significa que los edificios con vigas de canto disponen de suficiente capacidad de respuesta dúctil ante la acción de fuerzas sísmicas y además, de una adecuada reserva de resistencia. Finalmente, en la Figura 10 se muestra la evolución del índice global de daño para este tipo de edificio.

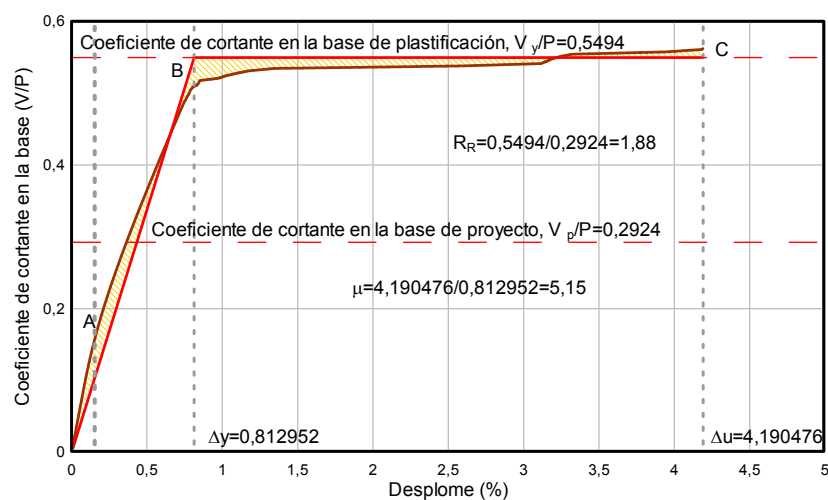


Figura 9. Curva de capacidad idealizada del pórtico externo del edificio con pórticos resistentes a momentos.

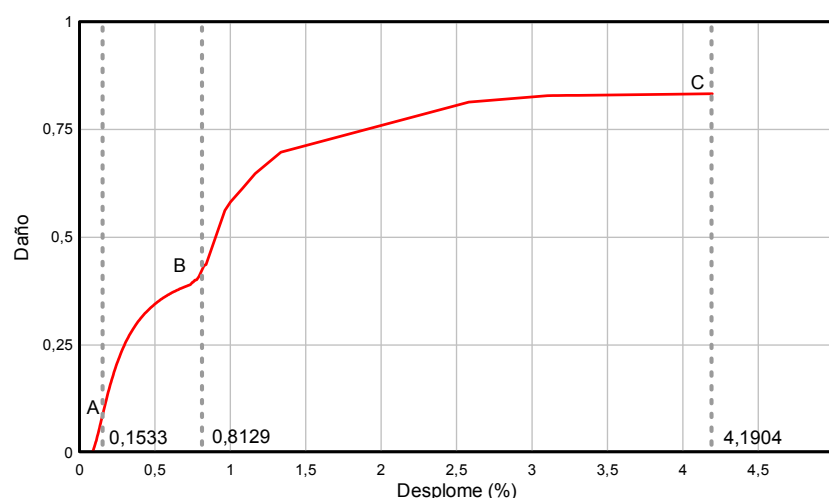


Figura 10. Evolución del índice de daño global en el pórtico.

La respuesta no lineal del edificio con pórticos resistentes a momentos corresponde a la típica respuesta que exhiben los edificios de baja altura de hormigón armado, en los que el comportamiento general incluye la formación de rótulas plásticas en las bases de los pilares del primer nivel. Este comportamiento general se debe a que no es fácil proyectar edificios con pilar fuerte-viga débil, fundamentalmente por el predominio de las acciones de gravedad sobre las vigas que requieren secciones que, finalmente, resultan mayores que las de los pilares.

4. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE LOS TRES EDIFICIOS

Una vez obtenidos los resultados del análisis no lineal de los tres edificios, es interesante destacar los aspectos generales que caracterizan la respuesta de cada tipología estructural. Para ello se han representado gráficamente las respuestas de los mencionados edificios en la Figura 11, en la que puede observarse que los tres alcanzan un cortante en la base superior al de proyecto. Esto indica que los tres edificios satisfacen este objetivo inicial del proyecto, aunque es notoria la diferencia entre las reservas de resistencia de cada uno de ellos. También se puede observar que los edificios porticados con vigas de canto son los que disponen de mayor capacidad dúctil y que ésta es varias veces superior a la de los edificios con vigas planas o con forjados reticulares. En resumen, los edificios porticados con vigas de canto son los únicos capaces de garantizar un comportamiento dúctil y tener, al mismo tiempo, una reserva de resistencia satisfactoria.

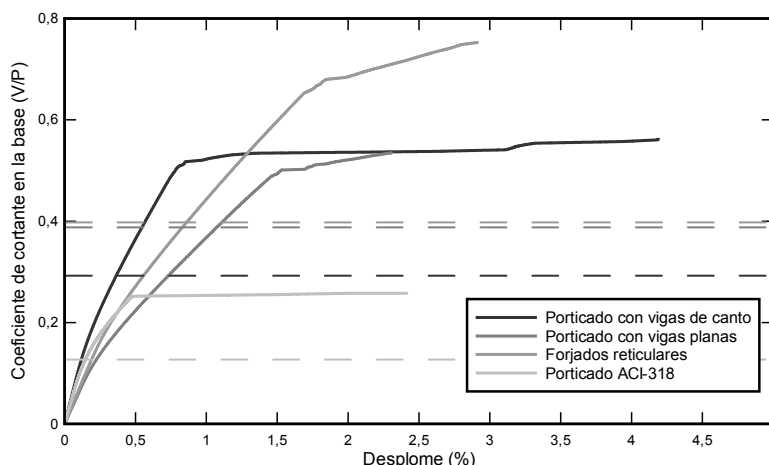


Figura 11. Comparación de la respuesta no lineal de los tres edificios analizados.

5. DEFECTOS DE PROYECTO CONCEPTUAL

Son muchos, y de diferente naturaleza, los errores conceptuales que se pueden cometer en la fase de proyecto. A continuación se describen y comentan algunos de los más usuales, encontrados en edificios que, si bien no han sufrido daños por acciones sísmicas, no están exentos de sufrirlos durante terremotos futuros.

La respuesta dinámica de los edificios puede alterarse cuando se incrementa la masa con la altura, caso que puede verse en la Foto 1. Este hecho hace que en los niveles de mayor masa se incrementen las fuerzas de piso, además de producir el incremento en los efectos torsionales sobre los pilares. Otro caso de variación de la masa de la planta con la altura se aprecia en la Foto 2. Es de hacer notar que la excentricidad en planta no sólo se incrementa con el crecimiento asimétrico de las dimensiones de ésta, hasta cierto punto controlable en las etapas de proyecto de la edificación, sino también por la concentración de cargas debida al almacenamiento de materiales.

Otros errores de proyecto consisten en el uso de pilares cortos. El mecanismo de fallo por cortante que se produce en este caso se origina en el hecho de que los momentos en los

extremos del pilar se deben equilibrar con los cortantes en la longitud efectiva del pilar, que es una distancia reducida. Esto hace que los cortantes en los extremos del pilar superen a los de proyecto, correspondientes al resto de los pilares del mismo nivel, que tienen una longitud normal. En la Foto 3 se observa un pilar construido entre una pantalla, que es un elemento muy rígido, y un forjado. Es evidente que los pilares con esta característica quedan expuestos al fallo por cortante.

Foto 1. Irregularidad en planta: crecimiento de las plantas con la altura.

Foto 2. Variación de la masa de las plantas y discontinuidad en líneas resistentes verticales.

Foto 3. Pilares cortos en un edificio.

En el caso particular de los edificios con sistema estructural de forjados reticulares, el efecto de pilar corto puede ser inducido por los cambios de nivel de los forjados contiguos, agravándose el problema debido al bajo grado de redundancia de estos sistemas, que no permite transmitir las cargas bajo el hipotético fallo de alguno de estos pilares. En la Foto 4 puede verse un caso extremo, en el que el pilar corto se reduce a una sección sometida a corte directo.

Foto 4. Juntas pilar-forjado que inducen al comportamiento de corte directo.

En la foto 4 también se puede apreciar otro aspecto que suele ser poco cuidado en el proyecto, como el de los núcleos de escaleras o de ascensores, que son de vital importancia a la hora de realizar cualquier labor de evacuación de un edificio después de una catástrofe. La mayor parte de los problemas que se producen se deben al hecho de que las subestructuras de circulación suelen tener períodos de vibración muy diferentes a las del resto del edificio, lo que puede conducir a desplomes seguidos de fallos localizados en los elementos verticales (pilares o pantallas a cortante). Otro de los efectos indeseados que puede ser originado por los núcleos de ascensor es que dichos núcleos, que se resuelven habitualmente mediante pantallas a cortante que tienen mayor rigidez que los pilares de la planta, pueden alterar la ubicación de los centros de rigidez, provocando el incremento de la excentricidad de la planta y de la torsión global del edificio.

El comportamiento inadecuado de los pilares puede provocar desplomes excesivos de éstos a nivel de forjados. Este comportamiento se puede atribuir a la falta de arriostramiento lateral del pilar en una dirección, como se muestra en la Foto 5, en la que uno de los pilares se encuentra arriostrado mediante viga en una sola dirección, pero en la otra dirección la viga fue suprimida por requisitos arquitectónicos.



Foto 5. Falta de arriostramiento del pilar al nivel de forjado.

Un defecto grave consiste en no prever un sistema sencillo de transmisión de las cargas, inclusive las sísmicas, hasta la cimentación. Por ejemplo, en la Foto 6 se muestra un pilar que no tiene continuidad en el nivel inferior, lo que puede llegar a crear problemas si el forjado que lo sostiene llega a dañarse, originando un mecanismo que puede desencadenar el

colapso de la estructura entera.



Foto 6. Discontinuidad de un pilar en las plantas inferiores de edificio.

En la Foto 7 se muestra un edificio con planta baja débil. Esta situación se debe a la necesidad de contar con espacios abiertos de mayor altura en la planta baja, destinados principalmente al uso comercial. En la misma foto puede observarse como los paneles de mampostería (elementos no estructurales) no están confinados por los elementos resistentes verticales que no son ni pilares ni pantallas, sino más bien un intermedio entre ambos lo que, de por sí, es un error.

Foto 7. Planta baja libre en edificio.

Frecuentemente se proyectan estructuras con pilares dimensionados con áreas suficientes para controlar eficientemente los desplomes en una de las dos direcciones ortogonales de un edificio. Sin embargo, es necesario tener en cuenta la direccionalidad del sismo, por lo que se deben proyectar soportes verticales con suficiente rigidez en dos direcciones ortogonales. En la Foto 8 se muestra un edificio cuyos pilares muestran una gran diferencia de rigidez en una y otra dirección. También puede observarse otro defecto: no se respeta la continuidad de los ejes resistentes del edificio, como consecuencia de la ubicación de los pilares en la planta sin que se permita la formación de pórticos ortogonales. El hecho de desplazar los pilares por razones de espacio hace que algunas vigas se apoyen sobre otras vigas, lo que no permite la redistribución de momentos cuando plastifica alguno de los extremos de las vigas. Puede observarse como uno de los pilares está colocado debajo de una vigueta y no debajo del “nudo” formado por la intersección de dos vigas planas.



Foto 8. Deficiente distribución de rigidez en los pilares.

En la Foto 9 se muestra el inadecuado apoyo de un forjado sobre una viga metálica –siendo las viguetas simplemente apoyadas sobre la misma–, lo que no asegura suficiente rigidez en plano del forjado.



Foto 9. Apoyo inadecuado de un forjado.

Foto 10. Estructura singular, forjado postensado sobre juntas de neopreno.

La construcción de estructuras singulares, llamadas así por su particular configuración, por solucionar casos poco usuales o por utilizar técnicas constructivas novedosas, no deben realizarse al margen de los principios de proyecto sismorresistente. Por ejemplo, en la Foto 10 se observa un edificio con una losa postensada que se sustenta sobre apoyos de neopreno colocados en la parte superior de los pilares de la planta baja.

6. CONCLUSIONES

En este trabajo se han podido verificar algunos aspectos del proyecto sismorresistente de edificios de hormigón armado, analizando su respuesta obtenida mediante un análisis estático no lineal:

- Se aplica el procedimiento de análisis estático no lineal con control de fuerzas para el cual se fija como criterio de comportamiento para el desplome último, o umbral de colapso de la estructura, en un punto en el que se alcanza un nivel preestablecido del índice de daño.
- Los desplomes de plastificación de los pórticos se obtienen mediante formas bilineales idealizadas, aplicando el procedimiento propuesto por Park (1988). Esta forma bilineal demuestra ser adecuada para igualar la energía de la respuesta no lineal obtenida del análisis estático no lineal y la respuesta no lineal idealizada, sin embargo no permite determinar valores adecuados del índice de daño D .
- En cuanto a los resultados de la respuesta no lineal de los casos estudiados, los edificios porticados con vigas de canto disponen de suficiente ductilidad y reserva de resistencia para garantizar que un comportamiento estable, incluso para ductilidades superiores a las de proyecto.
- Los edificios de ductilidad limitada tienen altas reservas de resistencia siempre y cuando, al ser sometidos a un terremoto, sean capaces de mantener la respuesta en el

rango elástico.

- Los edificios con forjados reticulares pueden mejorar su respuesta dúctil si se prevén vigas de canto que conecten entre sí, en las dos direcciones ortogonales, los extremos de los pilares de la misma planta. Esta mejora también se refleja en un incremento de la reserva de resistencia.
- La respuesta dúctil de los edificios con vigas planas no mejora sustancialmente si se mejora el confinamiento de sus elementos. En consecuencia, para garantizar su respuesta dúctil, un adecuado confinamiento es requisito necesario pero no suficiente, siendo también necesaria una adecuada configuración y un óptimo dimensionamiento de las secciones transversales. El buen confinamiento sólo es aprovechable en el caso de los edificios con configuración y tipología que permitan un comportamiento dúctil, tal como son los edificios porticados con vigas de canto.
- Se concluye que la respuesta dúctil de los edificios porticados con vigas de canto resulta adecuada para edificios esenciales que requieren mantenerse en servicio luego de la ocurrencia de un terremoto, como es el caso de hospitales, estaciones de bomberos, etc. Sin embargo, es necesario que esta tipología sea proyectada con un adecuado armado, prestando especial atención a las zonas de los nudos y otras zonas sensibles a cortante y con aceros con características especiales de ductilidad.
- Es fundamental la cuidadosa aplicación de las recomendaciones de diseño conceptual, de manera que los edificios proyectados no incorporen irregularidades que hagan que su respuesta sea compleja frágil e incluso inestable.

7. REFERENCIAS

ACI Comité 318. (2005). *Building code requirements for structural concrete ACI 318-05*. Farmington Hills, Michigan.

Applied Technology Council (ATC). *ATC-40: The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. ATC: Redwood City, CA, 1996.

Aguiar, R., Bozzo, L., Barbat, A. H. y Canas, J. A. (1996). Efecto de cortante y deterioro de adherencia en la evolución del daño sísmico en pórticos de hormigón armado, *Hormigón y acero*, 201, 27-42.

Aguiar, R., Bozzo, L., Barbat, A. H. y Canas, J. A. (1996). Modelos constitutivos y su efecto sobre los índices de daño sísmico de pórticos de hormigón armado, *Hormigón y acero*, 201, 63-80.

Barbat, A. H., Oller, S. y Pujades, L. G. (2005). Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente de edificios, *Hormigón y acero*, 238, 61-73.

Barbat, A. H., Oller, S. y Vielma, J.C. (2007). *Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado*. Serie de monografías ARCER, monografía N° 5, Madrid.

Barbat, A. H., Oller, S. y Vielma, J.C. (2005). *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02*. Monografía IS-56, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE). Barcelona.

- Bertero, R. y Bertero, V. (2002). *Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 31: 627-652.
- Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2000). *An Anisotropic Elasto Plastic Constitutive Model for Large Strain Analysis of Fiber Reinforced Composite Materials*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. Vol. 185, No. 2-4, pp. 245-277. 2000. ISSN: 0045-7825.
- Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2001). *A Large Strain Plasticity for Anisotropic Materials: Composite Material Application*. International Journal of Plasticity. Vol.17, No. 11, pp. 1437-1463. Nov. 2001. ISSN: 0749-6419.
- Comisión permanente del hormigón.(1998) *EHE instrucción de hormigón estructural*. Leynfor siglo XXI, Madrid.
- Comité Européen de Normalisation (CEN). (2001). *Eurocode 2: design of concrete structures*. Brussels.
- Comité Européen de Normalisation (CEN). (2003). *Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance*. Brussels.
- Elnashai, A. y Mwafi, A. (2002) *Overstreght and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings*. Structural design of tall buildings. 11 : 329-351.
- Erberik, A. y Elnashai, A. (2006). *Loss Estimation Analysis of Flat-Slab Structures*. Journal of Structural Engineering. Vol 7, N° 1, 26-37.
- Federal Emergency Management Agency. *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA 273—Provisions. FEMA 274—Commentary*, Washington, DC, 1997.
- Fragiacomo, M., Amadio, C. y Rajgelj, S. (2006). Evaluation of the structural response Ander seismic actions using non-linear static methods. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 35: 1511-1531.
- Hanganu, A. Oñate, E. and Barbat, A. (2002). *A finite element methodology for local/global damage evaluation in civil engine eering structures*. Computers & Structures. 80, 1667-1687.
- International Building Conference of Building Officials. (2003). *International Building Code (IBC-2003)*.Whittier, California.
- International Building Conference of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code (UBC-97)*.Whittier, California.
- Mata, P., Oller, S., y Barbat, A. H. (2007). Static analysis of beam structures under nonlinear geometric and constitutive behaviour, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, en prensa.
- NCSE-2002. *Norma de construcción sismorresistente*. BOE N° 244. 2002. Madrid.
- Oller, S., Luccioni, B. y Barbat, A. (1996). *Un método de evaluación del daño sísmico en estructuras de hormigón armado*. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. Vol. 12, 2, 215-238.
- Park, R. (1988). State-of-the-art report: ductility evaluation from laboratory and analytical testing. In proceedings 9th WCEE. IAEE, Tokyo-Kyoto, Japan VIII, 605-616.

PLCd Manual (1991). *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education*, code developed at CIMNE.

Vielma J. C., Barbat A. y Oller S. (2006). Factores de reducción de respuesta: estado del arte y estudio comparativo entre códigos. *Revista internacional de ingeniería de estructuras*. Vol. 11, 1, 79-106, Quito, Ecuador.

Vielma, J., Barbat, A., Oller, S. (2007). Comparación entre los factores de reducción de respuesta de la norma NCSE-02 y del Eurocódigo 8. *Hormigón y acero*. En prensa.

NORMAS PARA LA PRESENTACIÓN DE ARTÍCULOS EN LA REVISTA INTERNACIONAL DE INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS

- 1. Todo trabajo debe ser inédito y se enviará al Comité Editor de la revista, el cual decidirá su aceptación o rechazo en función de un arbitraje realizado por especialistas en el área.*
- 2. Es responsabilidad del autor obtener permiso para utilizar material que ya haya aparecido en otra publicación.*
- 3. Los autores deberán suministrar sus artículos en disquetes o Cds y una copia impresa, todo en formato WORD. El ancho de todos los márgenes será de 2.5 cm.*
- 4. Arial será el tipo de letra a utilizarse para la elaboración de los artículos.*
- 5. El formato del título principal será: tamaño 16, negrita, centrado.*
- 6. Se deberá incluir el nombre del autor o autores en tamaño 10, negrita; en una línea. En las siguientes se indicará la institución donde trabaja con la dirección respectiva en tamaño 9 normal. Todo esto justificado a la izquierda.*
- 7. A continuación vendrá el Resumen en español y en inglés, la palabra Resumen o Abstract va centrado con negrilla en tamaño 12. El texto va en tamaño 10. La extensión máxima del Resumen es de 200 palabras.*
- 8. Los Apartados del artículo irán numerados escritos con letras mayúsculas de tamaño 12 y en negrita. Los Subapartados se escribirán con minúsculas con tamaño 11 en negrita. El texto propiamente del artículo será escrito en tamaño 10 normal. Cada comienzo de oración tendrá una sangría de 1.25 cm. Antes y después de cada Apartado o Subapartado se deberá dejar dos espacios en blanco. Por otro lado entre párrafos se dejará un espacio en blanco.*
- 9. No puede quedar al final de página, un título de Apartado o Subapartado seguido con dos líneas de escritura*
- 10. Los gráficos, figuras o fotos se numerarán y señalarán con la palabra **Figura**. Los cuadros y tablas se han de numerar independientemente de las figuras y se han de señalar con la palabra **Tabla**. Todos ellos se presentarán incluidos en el texto principal con la mejor calidad posible.*
- 11. Las referencias serán numeradas en orden alfabético de apellidos y se presentarán al final del artículo, incluyendo estrictamente el siguiente orden: Apellidos, Nombres, Año, Título, Revista, Número, Páginas que comprende y País. Toda referencia deberá tener una cita en el texto mediante el apellido y el año*
- 12. Se recomienda numerar las fórmulas entre paréntesis y con alineación hacia la derecha. Las fórmulas o ecuaciones van centradas.*
- 13. Lo no previsto en estas pautas será decidido por el Comité Editor de la Revista.*